

「雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会」

会 議 次 第

開 催 日：平成26年8月4日（月）

15：00～17：00

場 所：雲仙岳災害記念館 セミナー室

1. 開 会

2. 挨拶

3. 議 事

- 「雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会」
設置趣意書・規約・委員長の選任等について
- 検討会の進め方について
- 検討次第
雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策の構造検討について

4. 閉 会

雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会

設置趣意書

雲仙・普賢岳は平成2年11月17日に198年ぶりに火山活動を再開し、その活発な噴火活動により火砕流が発生し44人の尊い人命が奪われ、さらには降雨による土石流の発生により、地域生活や経済活動に長期にわたって甚大な被害を与えた。

雲仙復興事務所は、雲仙・普賢岳の噴火活動中から現在まで、噴火災害により被害を受けた地域の安全を確保し、早急な災害対策を進め、地域復興に貢献するため、砂防堰堤、導流堤、監視体制の整備などを進めてきた。

現在、一連の噴火活動は終息しているものの、雲仙・普賢岳周辺には、溶岩ドームと呼ばれる巨大な岩塊群が不安定に存在し、崩壊等の危険性が懸念されるため、平成23年から24年にかけて「雲仙普賢岳溶岩ドーム崩落に関する危険度評価検討委員会」及び「雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊に関する調査・観測及び対策検討委員会」を開催した。これらの委員会により、溶岩ドーム崩壊時に下流に被害発生の可能性があることが示され、今後溶岩ドームの挙動について継続的な調査・観測が必要であること、発生可能性が高い災害に対しては事前にハード対策を行うべきこと、並びに関係機関が連携して雲仙・普賢岳の防災対策に取り組むべきであることが報告された。これらの報告を受け、雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊に対する砂防施設改良の構造を検討することとした。

検討にあたっては、溶岩ドーム崩壊が火山学や地球物理学からも稀な現象であり、火山防災および砂防に関する高度な学術的知見が不可欠であること、及び関係機関が連携して雲仙・普賢岳の防災対策に取り組む必要があることから、学識経験者や各行政機関関係者から構成される「雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会」を設置するものである。

「雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会」規約案

第1条（趣旨）

この規約は、「雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会」（以下「検討会」という。）の設置について必要な事項を定める。

第2条（目的）

本検討会は、溶岩ドーム崩壊対策に伴う砂防施設改良の構造検討を目的とする。

第3条（組織）

検討会は、事務局が設置する。

- 2 検討会の委員は、事務局が委嘱する。

第4条（委員長）

検討会に委員長を置くこととし、委員の互選によりこれを定める。

- 2 委員長は、検討会の運営と進行を総括する。
- 3 委員長に事故があった場合には、委員長が予め委員の中から指名する者が職務を代行する。

第5条（検討会）

検討会は、委員長の了解を得て事務局が招集する。

- 2 委員の任期は原則として1年とし、再任を妨げない。
- 3 検討会は、委員総数の2分の1以上の出席をもって成立する。なお、行政委員の代理出席も検討会の成立数とする。

第6条（公開）

検討会の公開は、傍聴を認めるものとする。

- 2 特段の理由がある場合は、検討会の判断により非公開とすることができる。

第7条（オブザーバー）

雲仙・普賢岳の関係機関を検討会のオブザーバーとする。

- 2 検討会に参加するオブザーバーは、検討会の提言等をふまえ、必要に応じて事務局が変更するものとする。

第8条（事務局）

検討会の事務局は、以下の機関が合同で行い、窓口は国土交通省九州地方整備局雲仙復興事務所に置く。

国土交通省 九州地方整備局 河川部

国土交通省 九州地方整備局 雲仙復興事務所

長崎県 土木部 砂防課

第9条（規約の改正）

本規約の改正は、委員総数の3分の2以上の同意を得てこれを行う。

第10条（雑則）

この規約に定めるもののほか、検討会の運営に関し必要な事項は、検討会に諮って定める。

附則（施行期日）

この規約は、平成26年8月4日より施行する。

雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会

委員名簿

(順不同・敬称略)

【委員】

下川 悦郎	鹿児島大学 地域防災教育研究センター 特任教授 (砂防)
清水 洋	九州大学 大学院理学研究院附属 地震火山観測研究センター 教授 (火山)
高橋 和雄	長崎大学 大学院工学研究科産官学連携研究員 (名誉教授) (防災)
石塚 忠範	独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 上席研究員 (砂防)
米田 哲哉	長崎県 土木部 砂防課長 (行政)
塚本 剛好	九州地方整備局 河川部 地域河川調整官 (行政)
佐藤 保之	雲仙復興事務所長 (行政)

【オブザーバー】

岸田 宗範	環境省 九州地方環境事務所 雲仙自然保護官事務所 自然保護官
中原 一則	林野庁 長崎森林管理署長
古川 隆三郎	島原市長
松本 政博	南島原市長
金澤 秀三郎	雲仙市長

【事務局】

国土交通省 九州地方整備局 (河川部、雲仙復興事務所)
長崎県 (土木部)

雲仙・普賢岳溶岩ドーム 崩壊対策構造検討会

平成26年8月4日

国土交通省 九州地方整備局 雲仙復興事務所
長崎県 土木部



I 溶岩ドーム崩壊への対策検討の経緯

1. 1 雲仙普賢岳溶岩ドーム崩壊に関する検討委員会まとめ

【雲仙普賢岳溶岩ドーム崩壊に関する危険度評価検討委員会】
■目的: 溶岩ドーム崩落による影響を検討することを目的とする。

【第1回】平成23年3月18日
【第2回】平成23年8月29日

■提言
○溶岩ドームが崩壊した場合の影響を試算
○溶岩ドームの挙動について継続的な調査・観測が必要
○関係機関が連携して雲仙普賢岳の防災対策に取り組むべき

【雲仙普賢岳溶岩ドーム崩壊に関する調査・観測及び対策検討委員会】
■目的: 溶岩ドーム崩壊に関する調査・観測及び対策の検討を目的とする。

【第1回】平成23年12月19日
【第2回】平成24年 3月28日

■提言
○溶岩ドームの崩壊規模と対策は第11ローブが崩壊するケース3までを対象とする。

【第3回】平成24年11月15日
【第4回】平成25年 3月14日

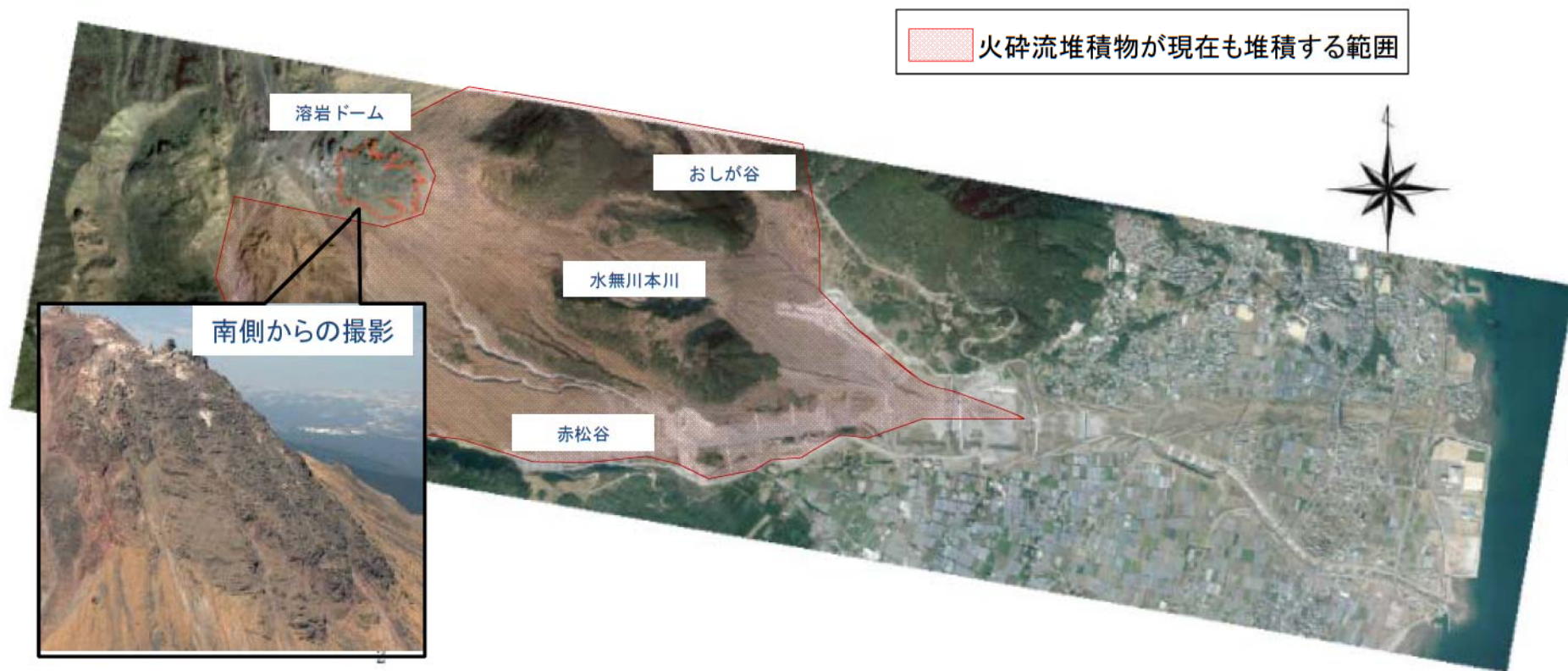
■提言
○ケース3までの崩壊に対しては、既設の砂防えん堤の袖部を嵩上げすることにより、岩屑なだれ・溶岩ドーム崩壊後の土石流とも防止を期待できる。

【雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊対策構造検討会】
平成26年8月4日 ■目的: 既設えん堤嵩上げ構造の検証を目的とする。

○設計諸元、設計外力の確認 ○嵩上げ構造形式確認 ○嵩上げ断面確認

1. 2 雲仙普賢岳噴火と溶岩ドーム形成の概要

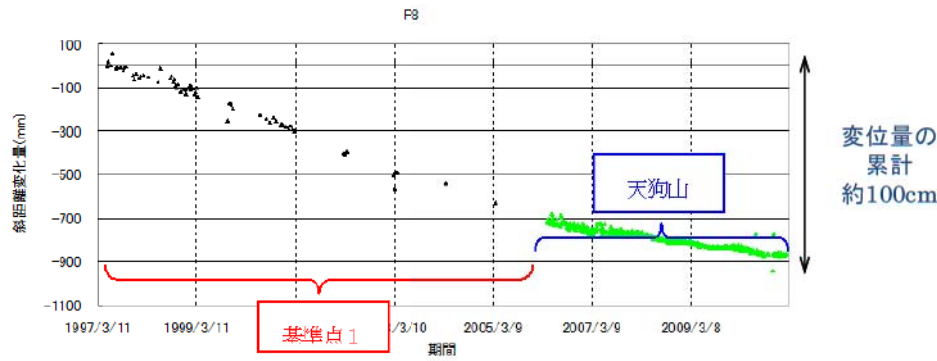
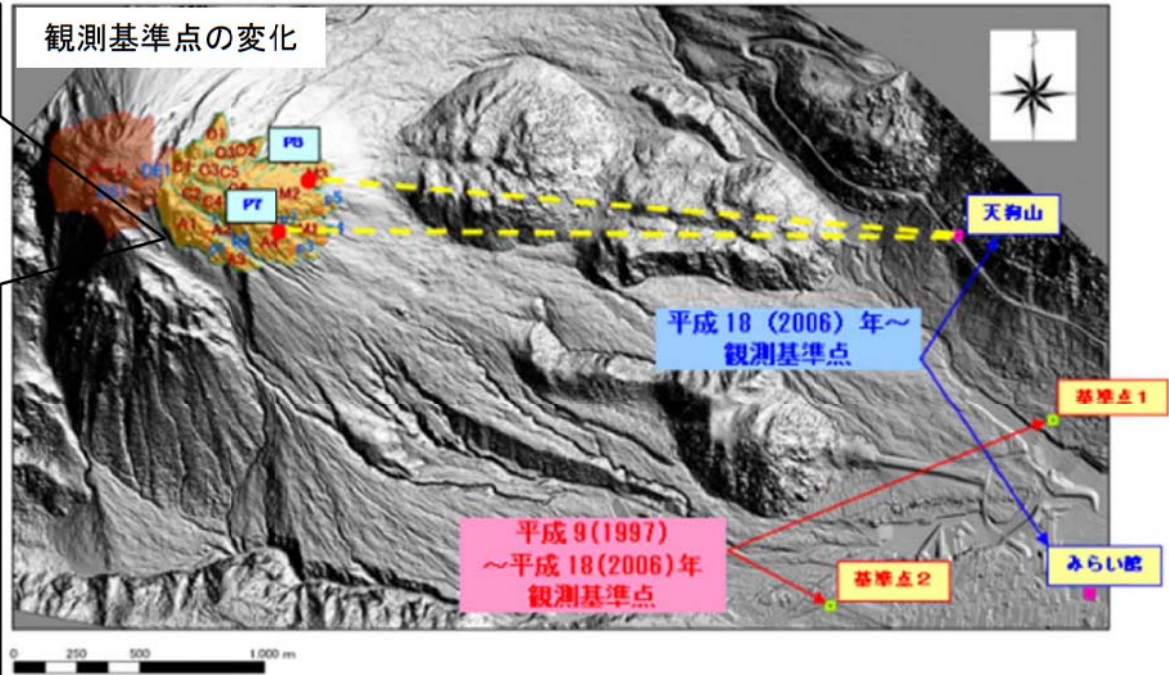
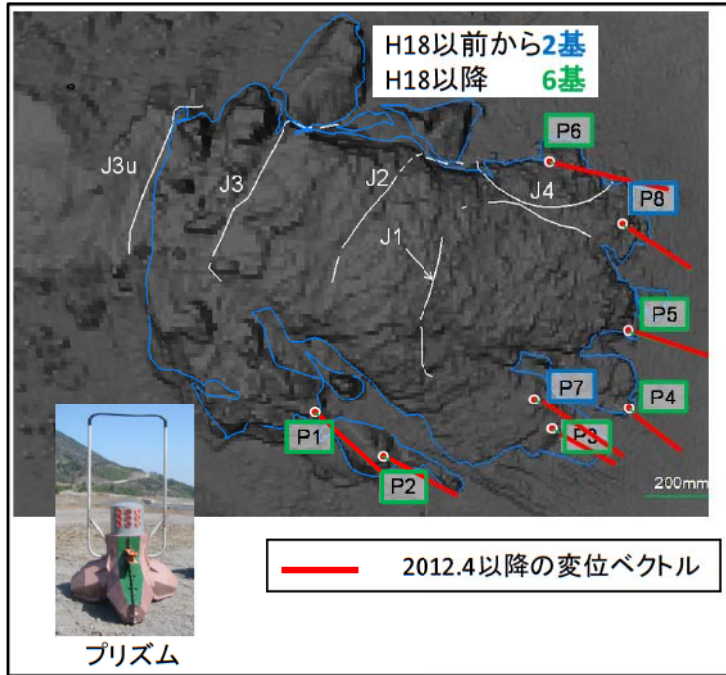
- 平成2年 : 雲仙普賢岳の噴火。
 - 平成5年 : 活発な噴火活動と激しい雨量が重なり、土石流が頻発。
→家屋の埋没・流失に加え島原市一時期孤立
 - 平成7年 : 火山活動が沈静化し、土石流の発生頻度も減少
- ※平成3年以降の噴火中に溶岩ドームが形成される。
※平成噴火による火山噴出物(火砕流堆積物約1.7億 m^3 、溶岩ドーム約1億 m^3)は依然存在しているため、雲仙・普賢岳火山砂防基本計画により対策を行っている。



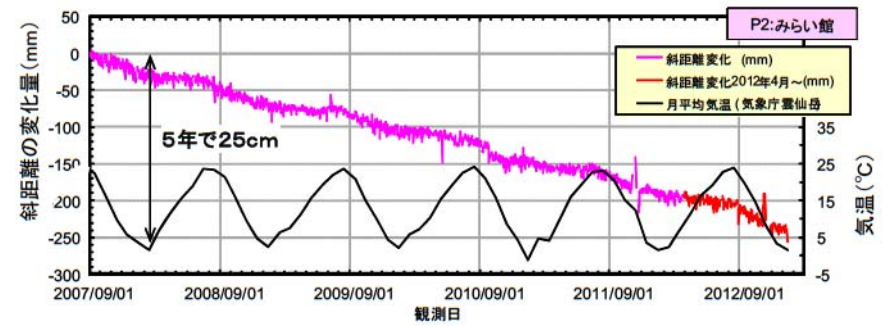
1.3 溶岩ドーム崩壊の危険性-プリズムを設置した点の変化

- 光波計測によると、溶岩ドームに設置したプリズムが14年間で南東方向に約1m移動。
- 観測点を現在の位置に変更した平成18年以降でも、プリズムの変動は同程度の速度で継続

溶岩ドームの一部は14年間で最大約1m南東に移動しており、その変動は継続している



溶岩ドーム(P8)の長期移動量

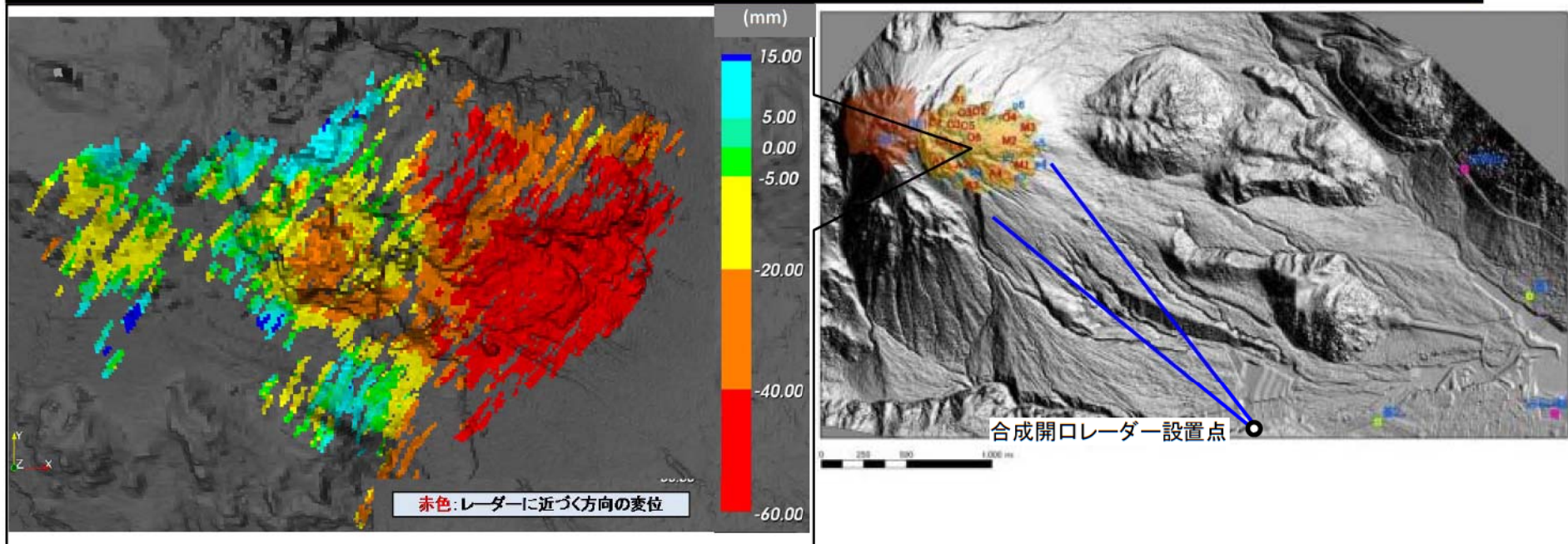


平成18年以降の溶岩ドーム(P2)の移動量

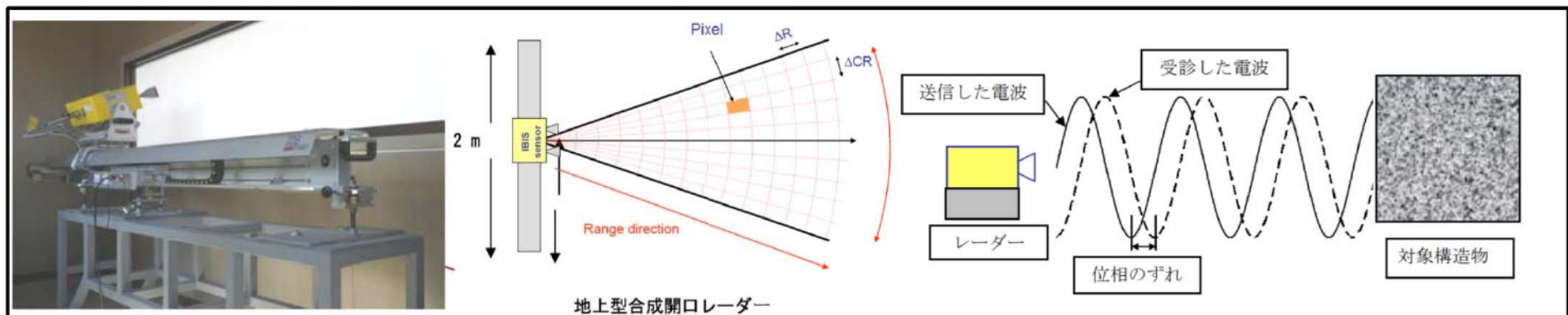
1.3 溶岩ドーム崩壊の危険性—面の変化の把握

■合成開口レーダー(SAR)による観測では、溶岩ドーム中央部・末端部に14ヶ月間で40～60mmの南東(レーダーの方向)への変位が確認された。

溶岩ドームの中央部・末端部で面的に南東への変位が発生している



14ヶ月間(2011.11.18～2012.12.17)のレーダー方向への変位量

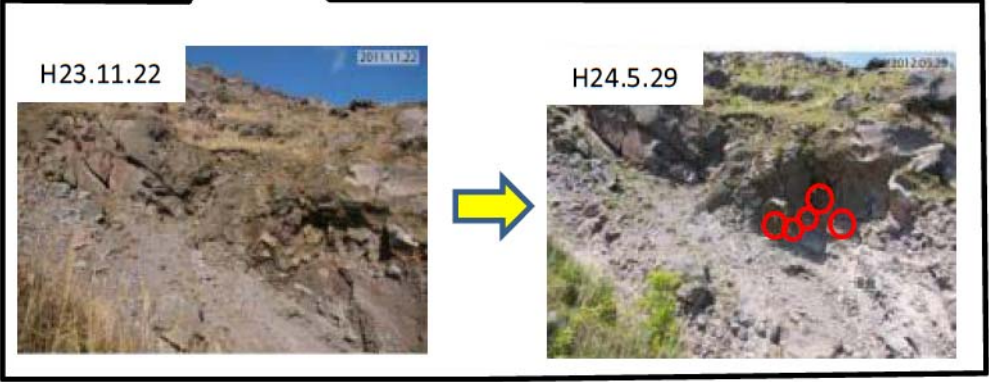
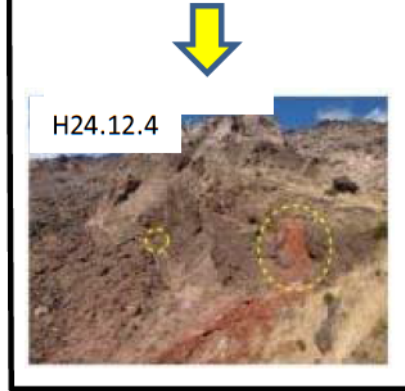
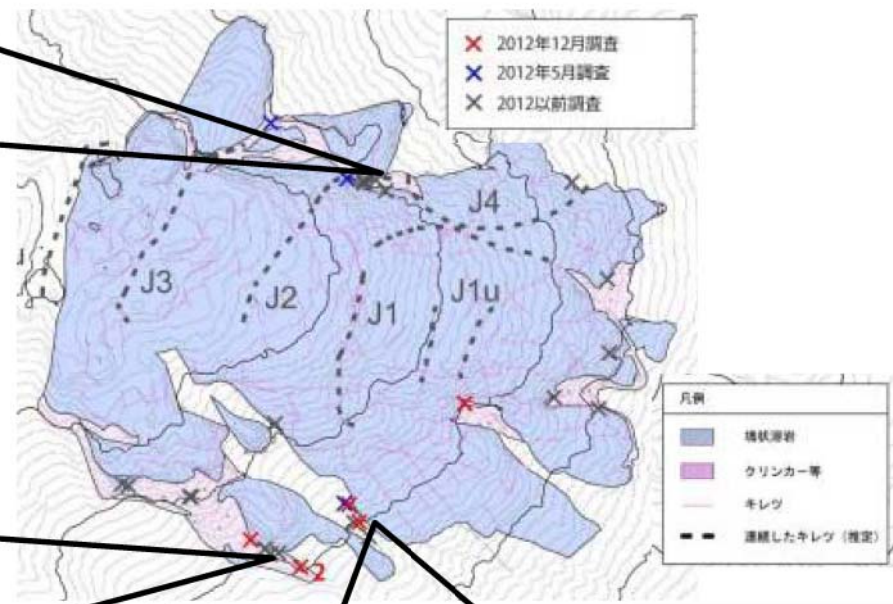


* 地上型合成開口レーダーによる観測では、送信した電波の波と溶岩ドームで反射して受信した電波の波のずれる量を計測して、変位に変換

1.3 溶岩ドーム崩壊の危険性－崩落の発生

■ 現地調査により、溶岩ドームの各所で崩落の継続的な発生が発生していることを確認

溶岩ドームで小規模な崩落が継続して発生している



溶岩ドームの継続的な南東方向への変位、部分的な崩落の増加が確認されており、溶岩ドーム崩壊可能性が示唆されている。

1. 4 溶岩ドーム崩壊時に予想される現象

溶岩ドーム崩壊後に発生が予測される現象としては、

“土石流”が考えられる。

また、溶岩ドーム崩壊時に発生が予測される現象としては、

”火砕流” 転石 “” 岩屑なだれ “” 土石流 “が考えられる。



上記の中で、今後現象が発生し、かつ、下流への被害を及ぼす可能性のある土砂移動現象としては、

- ・溶岩ドーム崩壊後の “土石流”
- ・溶岩ドーム崩壊時の “岩屑なだれ “

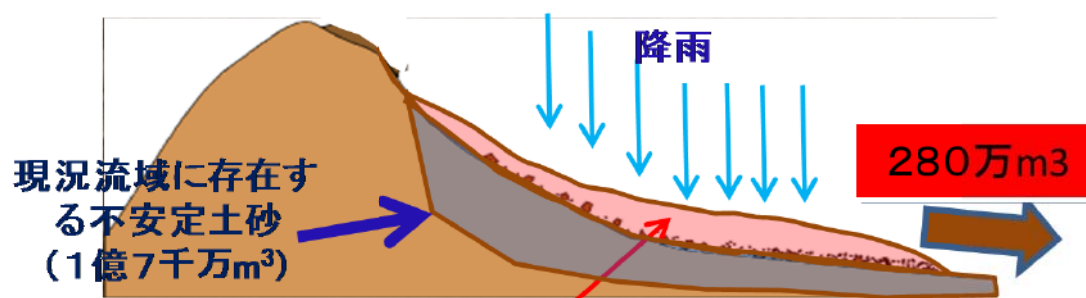
が考えられる。

1.4 溶岩ドーム崩壊時に予想される現象－溶岩ドーム崩壊後の土石流

- 溶岩ドーム崩壊後の土石流は、流域内に堆積した細かい不安定土砂が、降雨によって流下する。また、溶岩ドーム崩壊により流域内に新たに流出しやすい不安定土砂が堆積することで土石流が発生しやすくなる。
- 土石流により、構造物の破壊・埋没や人命への影響が考えられる。

溶岩ドーム
崩壊後

溶岩ドーム崩壊により流域内に新たに流出しやすい不安定土砂が堆積することで、降雨により流域内の280万 m^3 の土砂が土石流として流下



溶岩ドーム崩壊により流域内に新たに堆積する不安定土砂(約1,800万 m^3)

溶岩ドーム崩壊後の土石流のイメージ

※平成5年には、活発な噴火活動と激しい雨量が重なり、土石流が頻発。



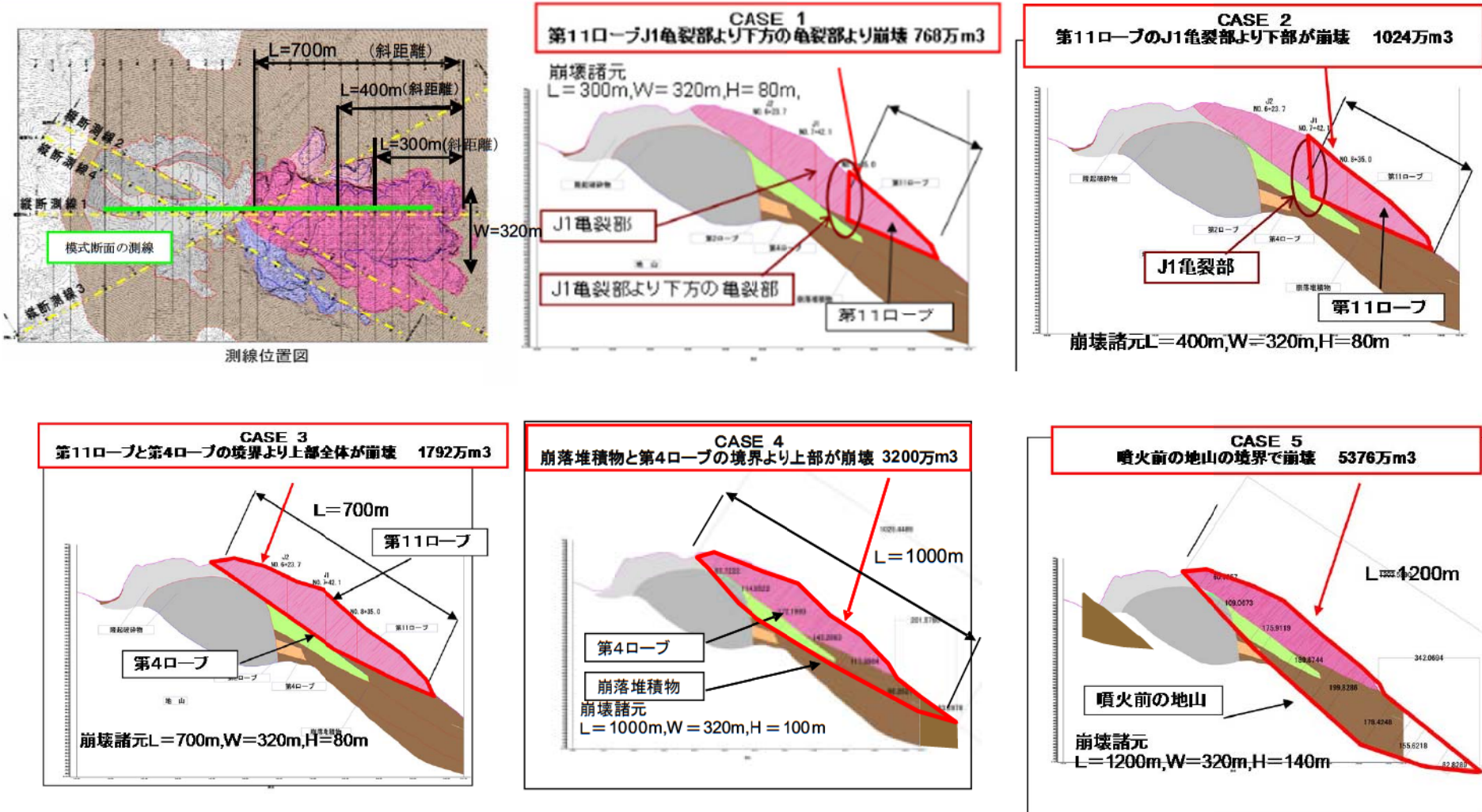
平成5年5月撮影



平成噴火直後の土石流被害

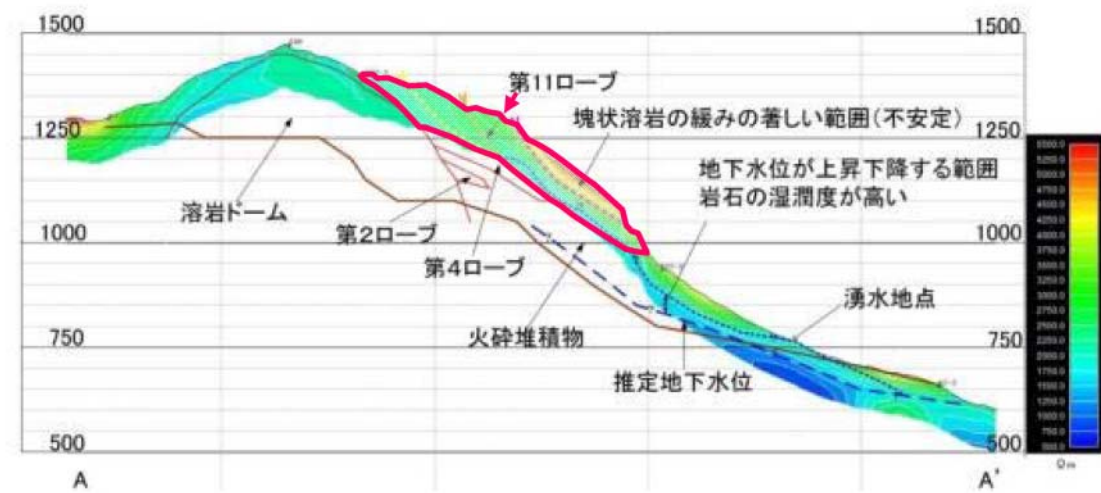
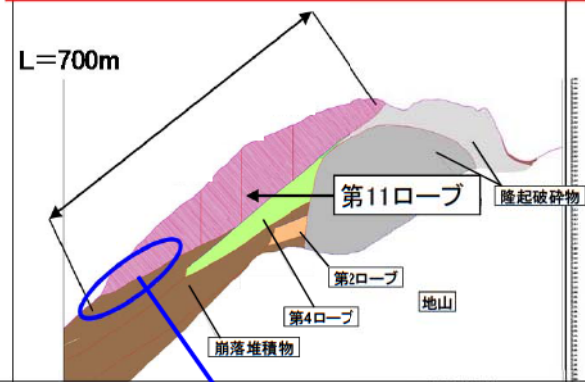
1.5 溶岩ドーム崩壊による影響の推定－崩落規模の想定

- 溶岩ドーム崩壊は目視による亀裂部、応力解析による応力集中箇所、溶岩ローブの境界部、噴火前の地山との境界部などで、降雨、重力等が引き金となり発生すると考えられる。
- これらの調査結果を受け、想定される崩壊ケースを**5ケース**想定した。

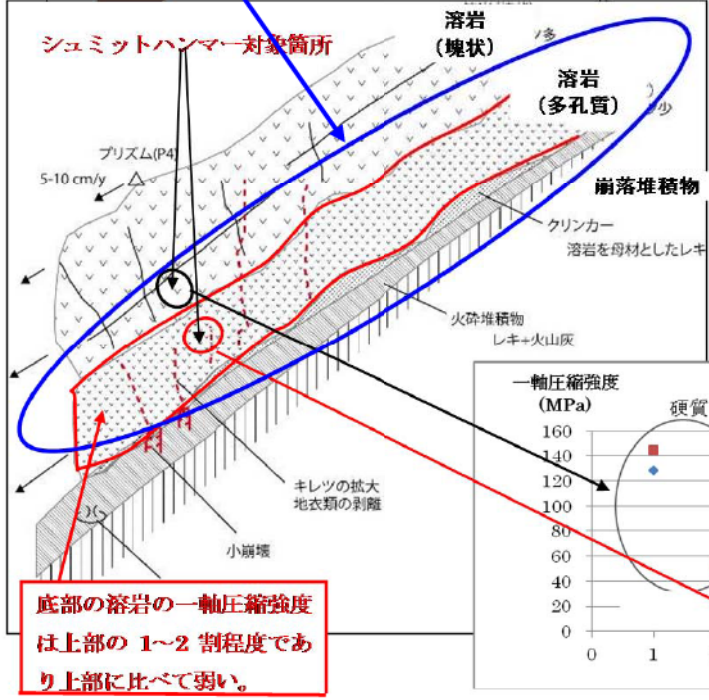


1.5 溶岩ドーム崩壊による影響の推定ードーム崩壊形状の想定

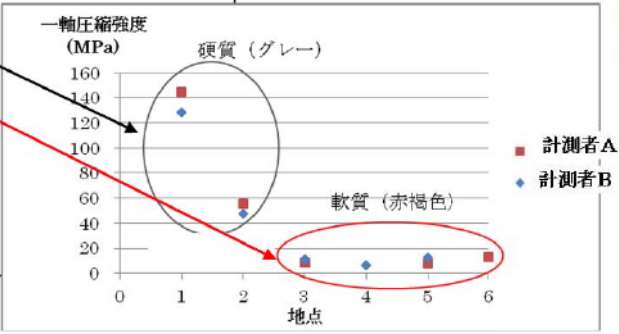
CASE 3
 第11ローブと第4ローブの境界より上部全体が崩壊 1792万m³



比抵抗断面により推定した溶岩ドームの内部構造



底部の溶岩の一軸圧縮強度は上部の1~2割程度であり上部に比べて弱い。



シュミットハンマーによる現地試験の結果



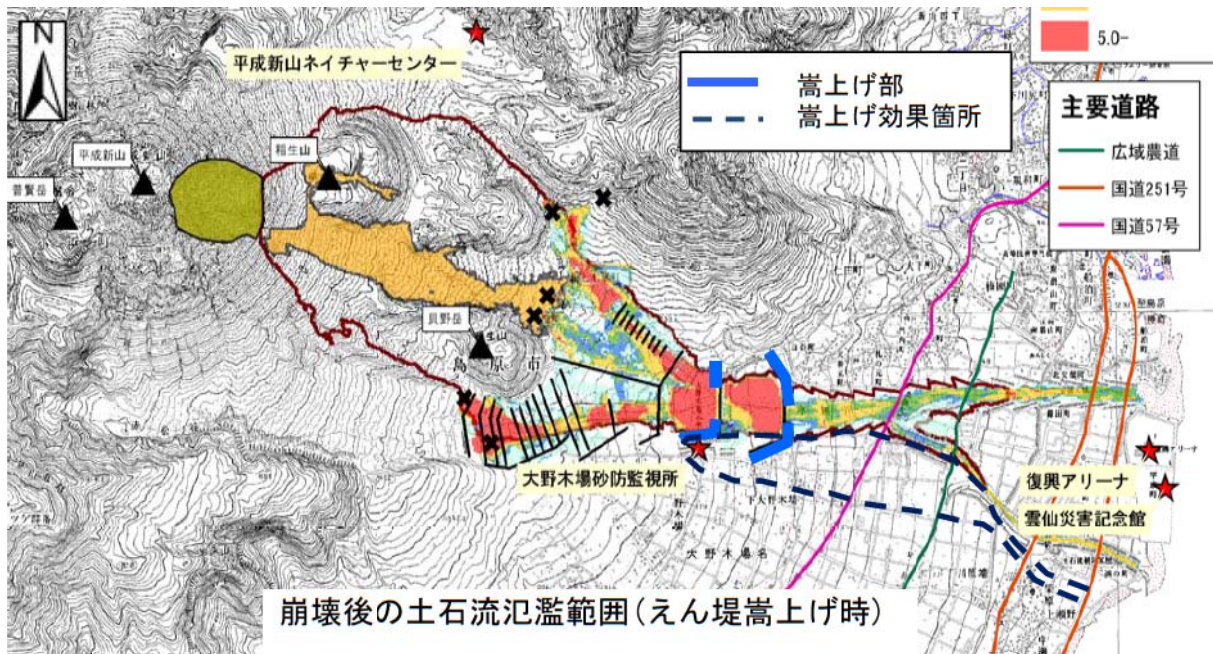
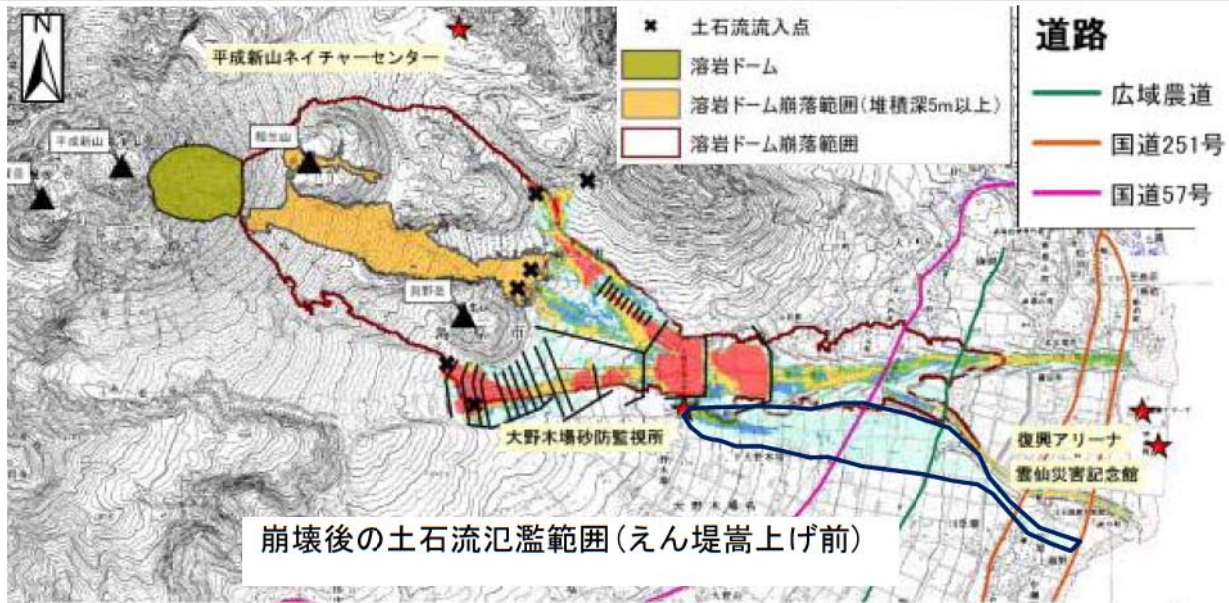
硬質な溶岩



ドーム底部の軟質な多孔質赤褐色溶岩

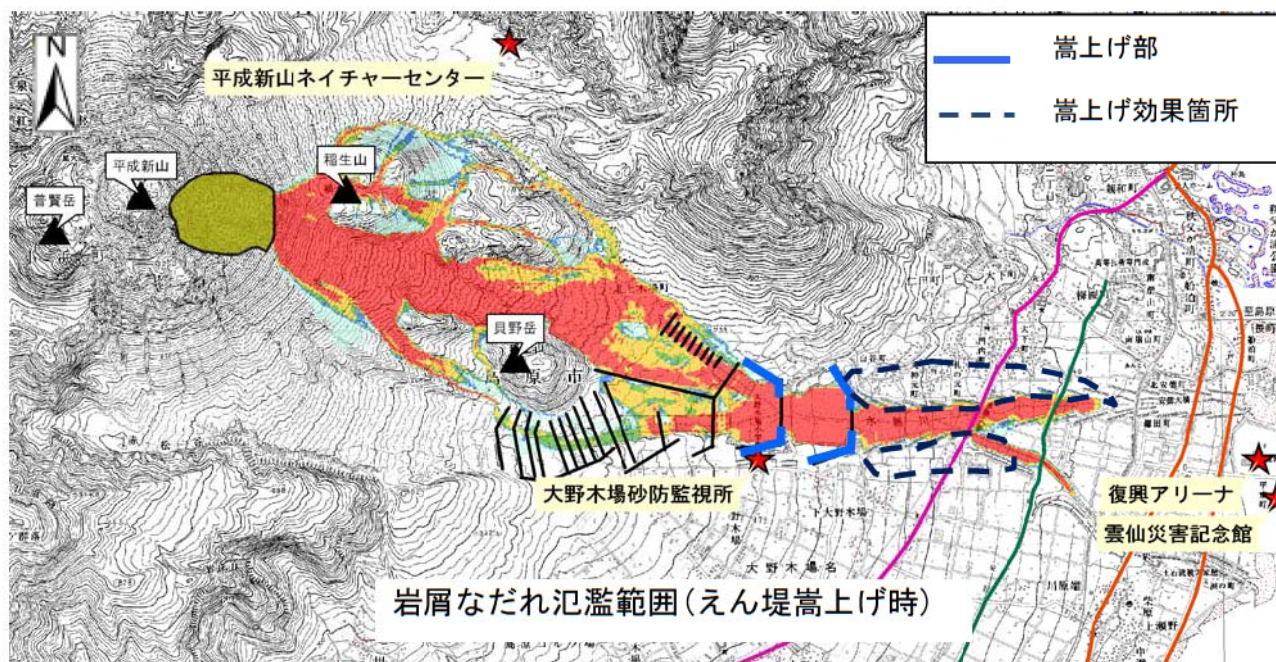
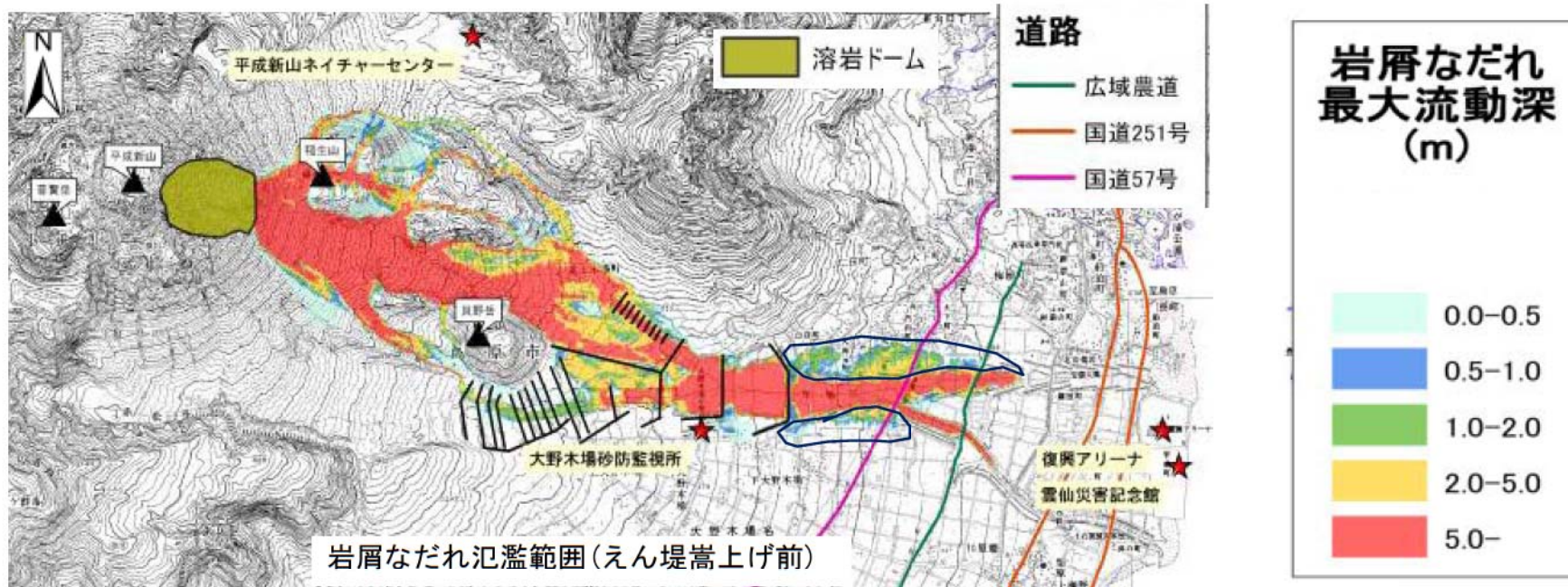
第11ローブ底部の強度が弱く崩壊の可能性が他の部位より高いことから、可能性の高い崩壊形状として第11ローブより上部が崩壊するCASE3を想定

1.6 溶岩ドーム崩壊への対策方針－崩壊後の土石流時




【ハード対策】
 最も発生可能性が高い第11
 ロープ崩壊(case3：崩壊土量
 1,792万 m^3)より発生する、崩
 壊後の土石流に対し、既設え
 ん堤の嵩上げを行って氾濫を
 解消する。

1.6 溶岩ドーム崩壊への対策方針－岩屑なだれ時



【ハード対策】
 最も発生可能性が高い第11
 ロープ崩壊(case3:崩壊土量
 1,792万m³)より発生する、
 岩屑なだれに対し、既設え
 ん堤の嵩上げを行って氾濫
 を解消する。

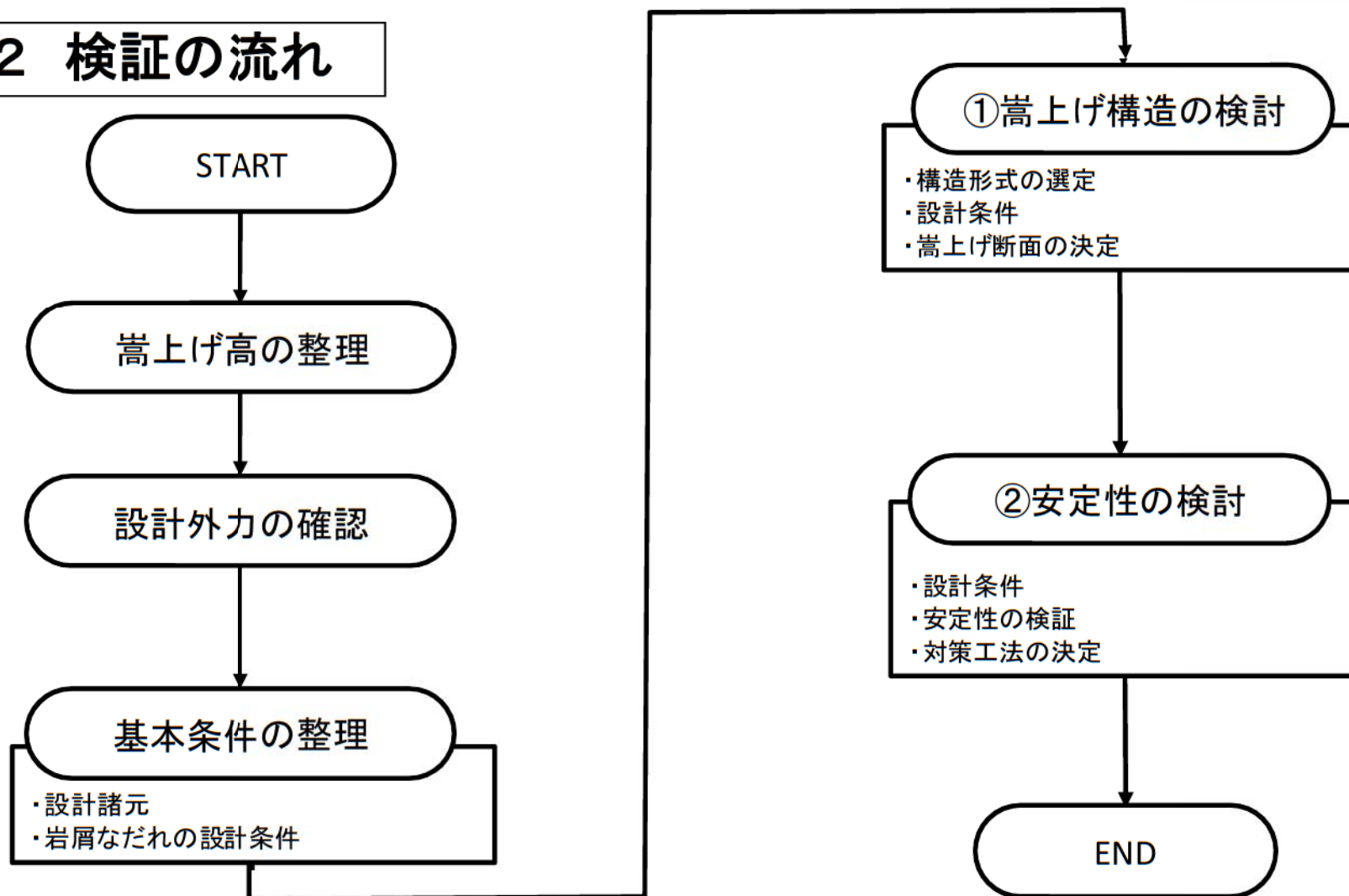


II 既設堰堤嵩上げの検証

2.1 検証の目的

- 溶岩ドーム崩壊に伴う現象に対し、嵩上げ構造、既設えん堤全体の安定性の検証
 - 溶岩ドーム崩壊に伴って発生する土石流時
 - 溶岩ドーム崩壊時の岩屑なだれ時

2.2 検証の流れ



2.3 嵩上げ高の整理

＜溶岩ドーム崩壊後の土石流に対する余裕高の考え方＞
(「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」より)

●溶岩ドーム崩壊後の土石流に対する余裕高:「土石流・流木対策設計技術指針」の手法に準じて1.2mとする。

＜岩屑なだれに対する余裕高の考え方＞

●岩屑なだれに対する余裕高:岩屑なだれで流下が想定される最大粒径(1.0m)とする

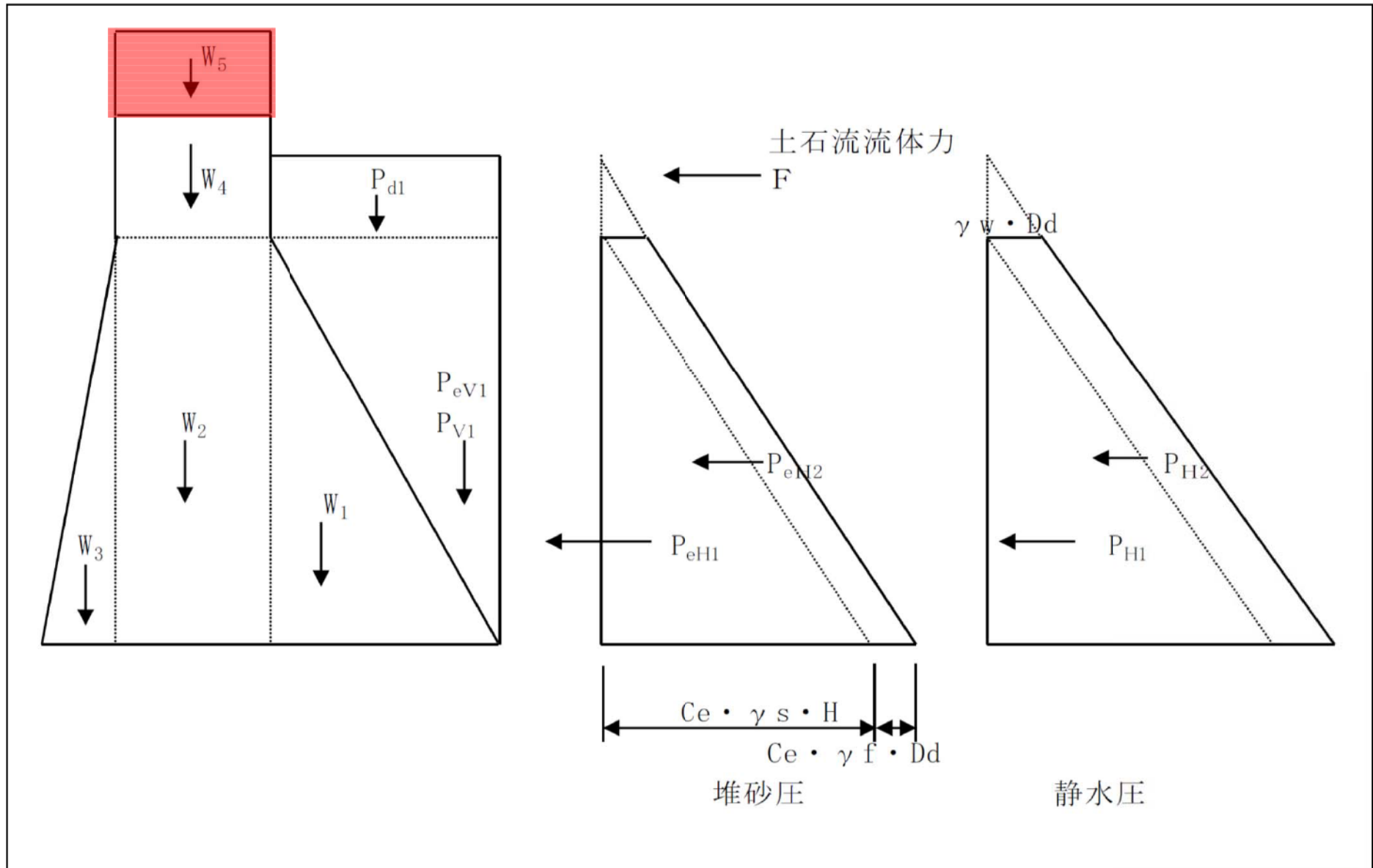


【嵩上げ高の決定】

溶岩ドーム崩壊後の土石流、岩屑なだれ両方に対して必要な嵩上げ高は、「土石流・流木対策設計技術指針」の手法に準じて算出した余裕高1.2mを採用し、 $h=4.5\text{m}$ とする

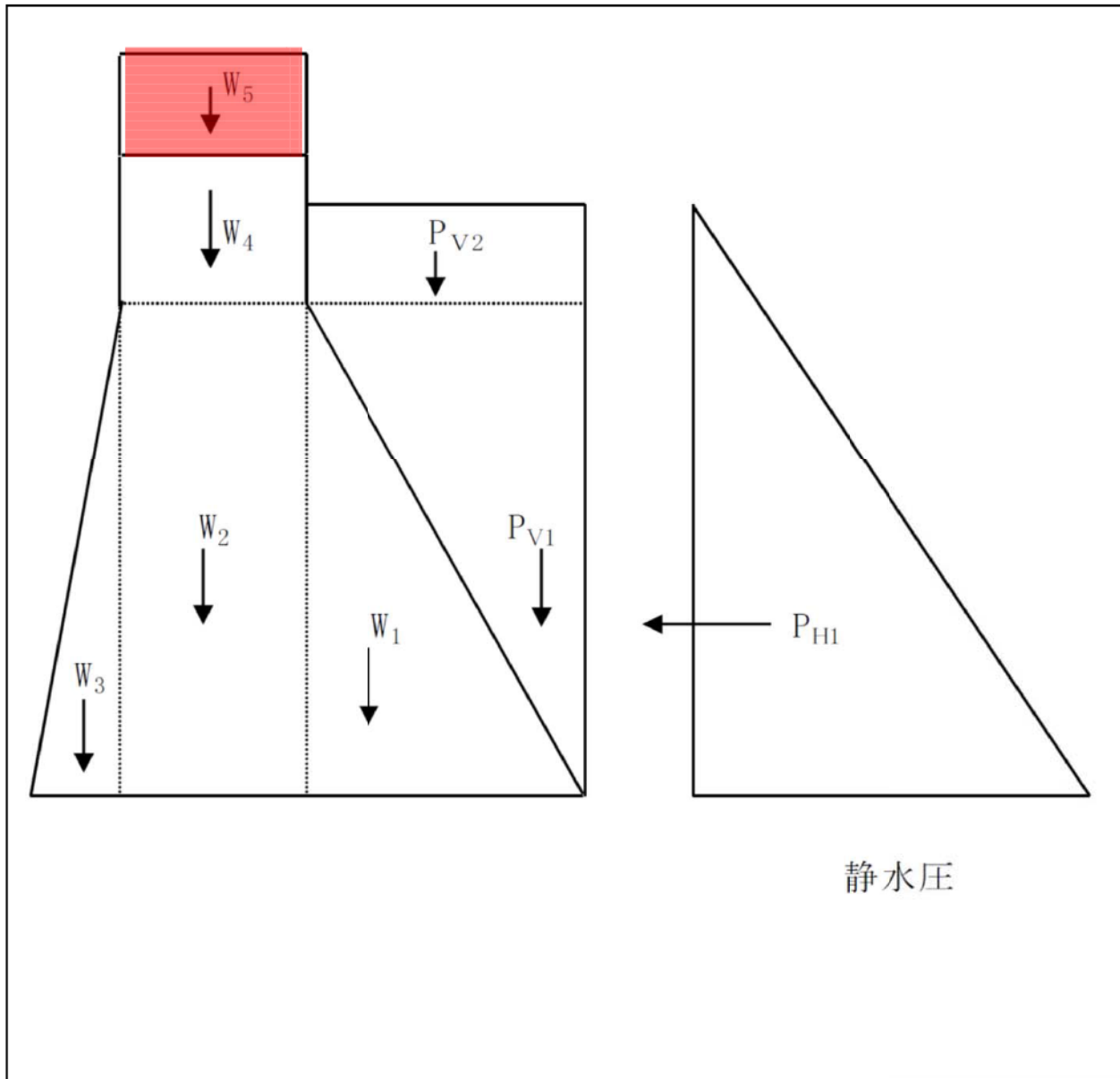
2.4 設計外力の確認

<①土石流時：静水土圧、堆砂圧、土石流流体力>



2.4 設計外力の確認

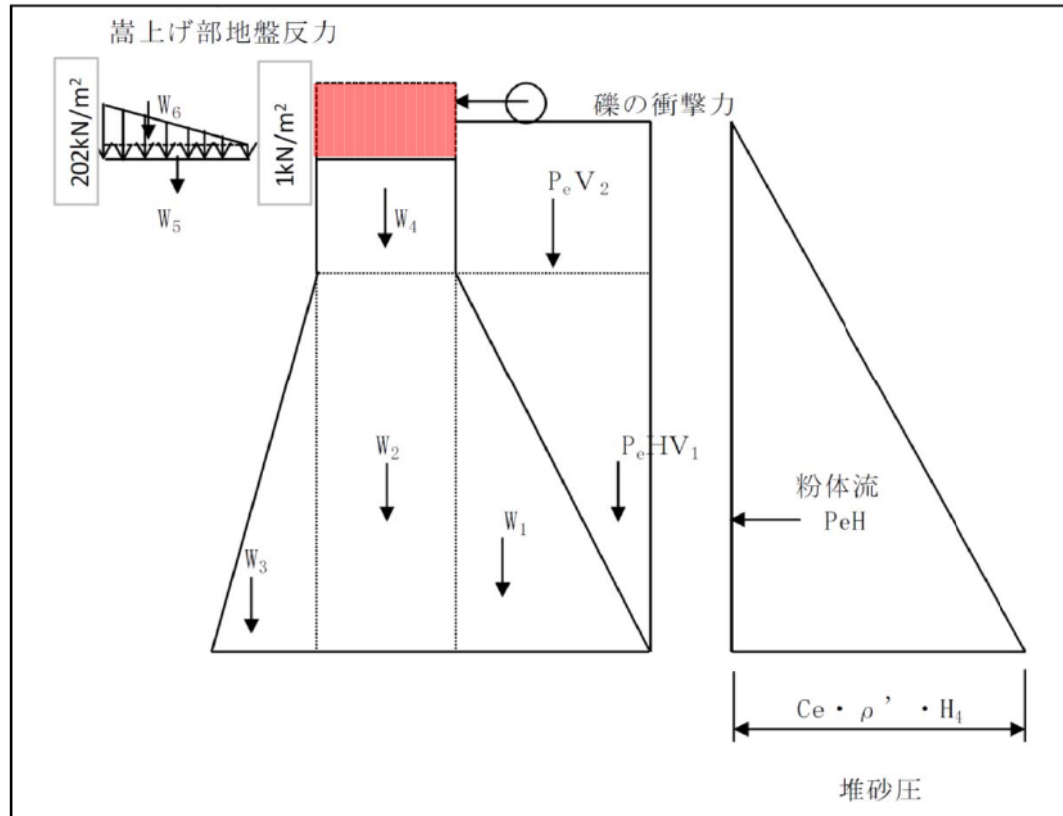
<②洪水時：静水圧>



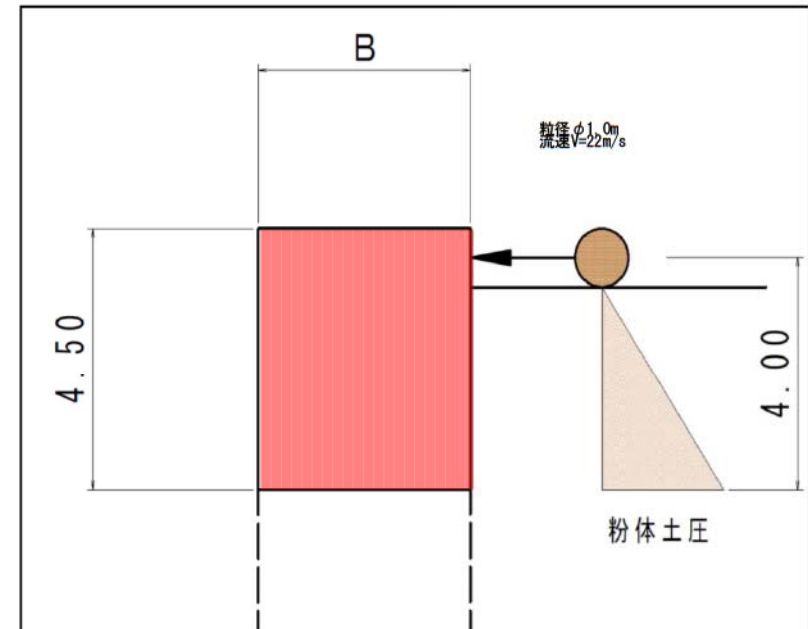
2.4 設計外力の確認

<③岩屑なだれ時：礫の衝撃力、粉体流土圧>

(えん堤全体)



(嵩上げ部のみ)



①土石流時、②洪水時及び溶岩ドーム崩壊時に発生が想定される③岩屑なだれの外力として「礫の衝突力」と「粉体流土圧」を考慮する。

2.5 基本条件の整理

水無川1号、2号砂防えん堤設計諸元

項目		単位	計算値		備考
			1号えん堤	2号えん堤	
流域面積	A	km ²	11.21	9.51	えん堤設置位置
元溪床勾配	I	1/	15	15	
計画日雨量	P ₂₄	mm/日	581.5	581.5	既往最大 S57.7.24
清水の対象流量	Q _p	m ³ /s	423.5	367.2	
洪水時設計流量	Q	m ³ /s	636	551	
土石流ピーク流量	Q _{sp}	m ³ /s	870	750	
土石流流速	U	m/s	4.33	4.18	
土石流水深	D _d	m	2.2	2.1	
土石流単位体積重量	γ _d	kN/m ³	15.88	15.88	
土石流による流体力	F	kN/m	66.30	58.30	

土石流諸元は、設計時の計算値に準じた。

2.6 嵩上げ構造の検討－構造形式の選定

- 嵩上げ構造の形式は、使用する材料から大きく3つ形式が考えられる。

コンクリート構造
CSG(Cemented Sand and Gravel)構造
土砂(盛土)構造



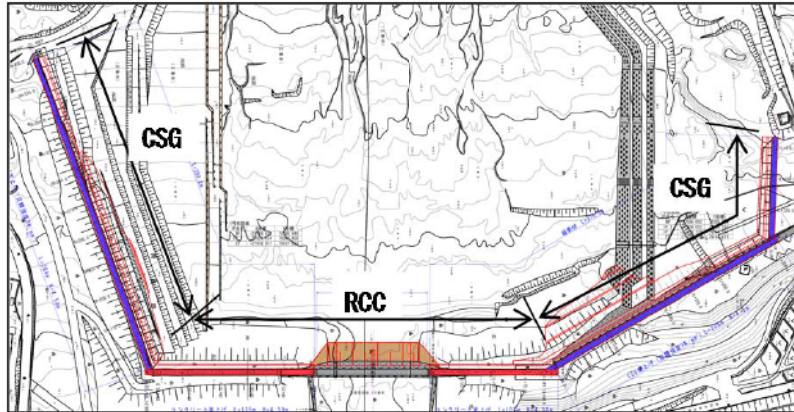
- 構造形式選定にあたっての前提条件

- ①既設構造と一体化が可能な材料を用いた形式とする。
- ②無人化施工への切り替えが可能な形式とする。



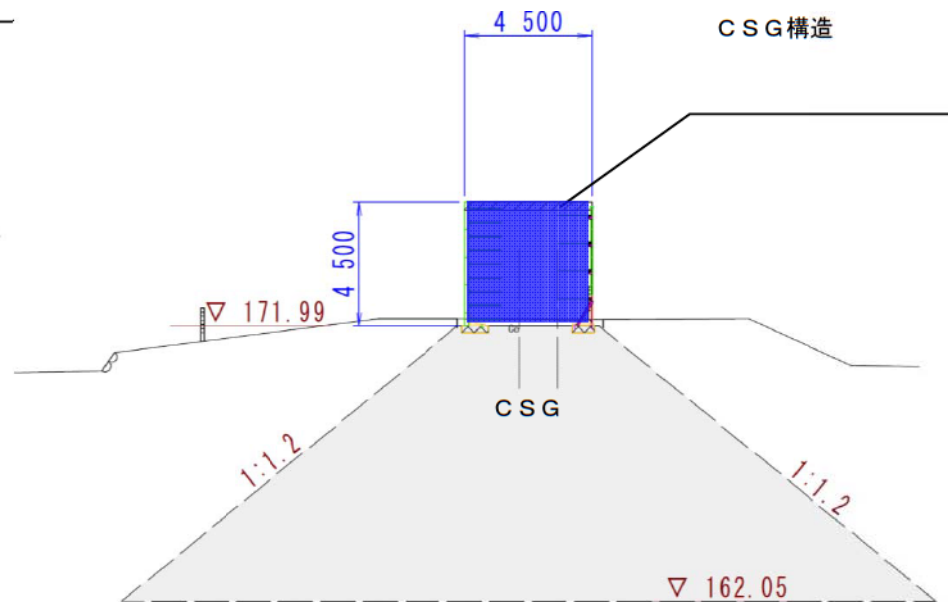
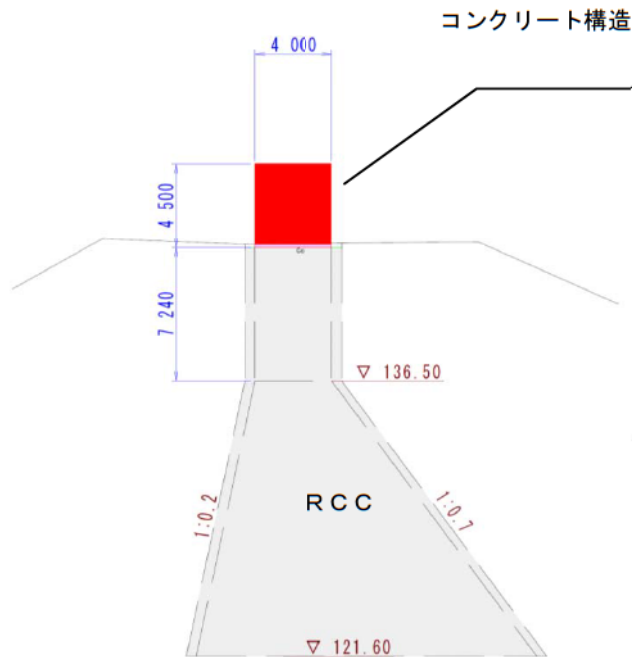
2.6 嵩上げ構造の検討－構造形式の選定

●選定結果



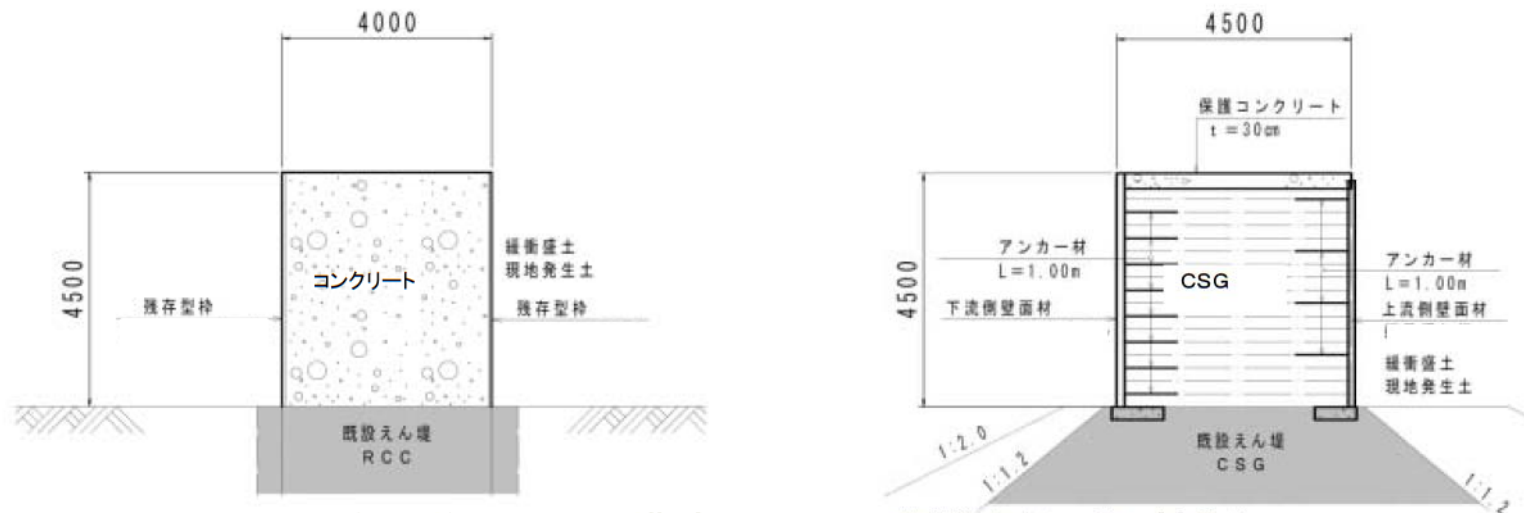
①非越流部⇒非越流部は既設構造がRCCであるため、コンクリート構造とする。

②袖部⇒袖部は既設構造がCSGであるため、CSG構造とする。



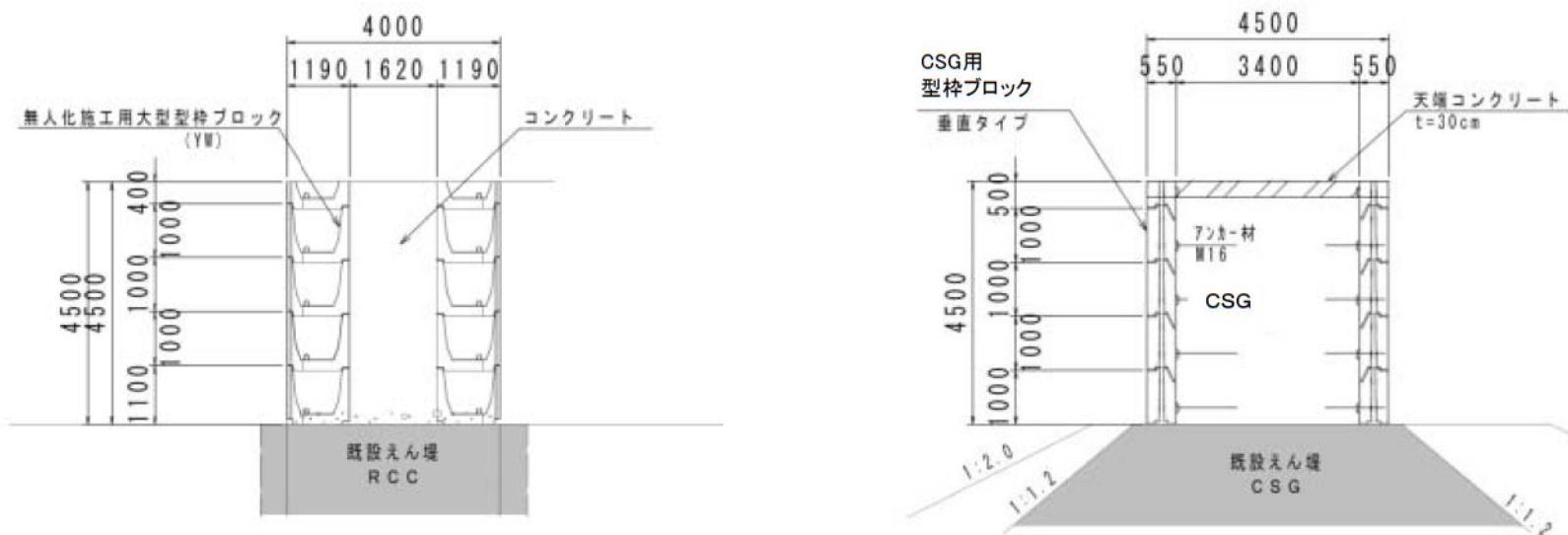
非越流部・袖部の嵩上げ構造形式(左;非越流部、右;袖部)

【(参考) 有人化施工から無人化施工への構造切り替えイメージ】



有人施工による構造形式(左;非越流部、右;袖部)

有人施工から無人化施工



無人化施工による構造形式(左;非越流部、右;袖部)

2.7 安定性の検討

●設計条件(安定条件)は、「平成19年3月土石流・流木対策設計技術指針解説」に準拠し、以下のとおりとする。

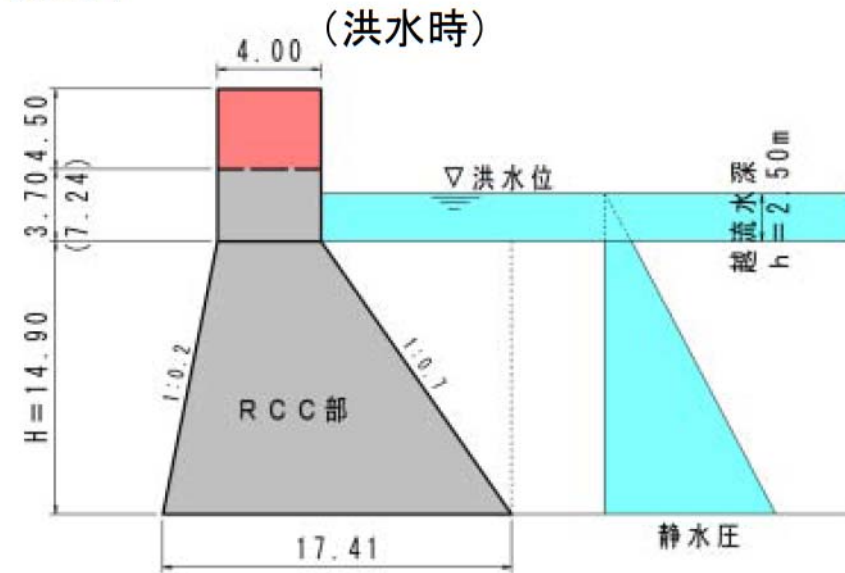
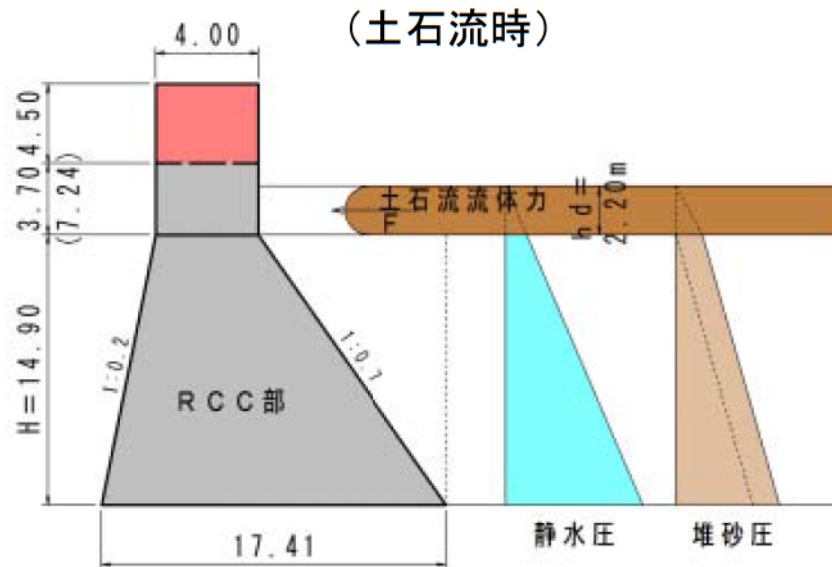
①原則として、砂防えん堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防えん堤の自重および外力の合力の作用線が堤部の中央1/3以内に入る。

②砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。滑動の安全率は砂礫基礎ではせん断強度を無視し、えん堤高さが15未満の場合は $F=1.2$ とする。

③砂防えん堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

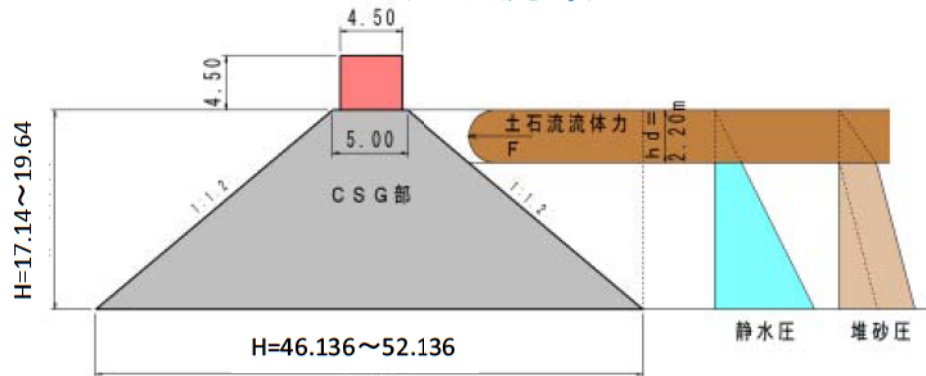
2.7 安定性の検証(土石流時、洪水時)

○水無川1号えん堤安定計算結果(越流部、非越流部)

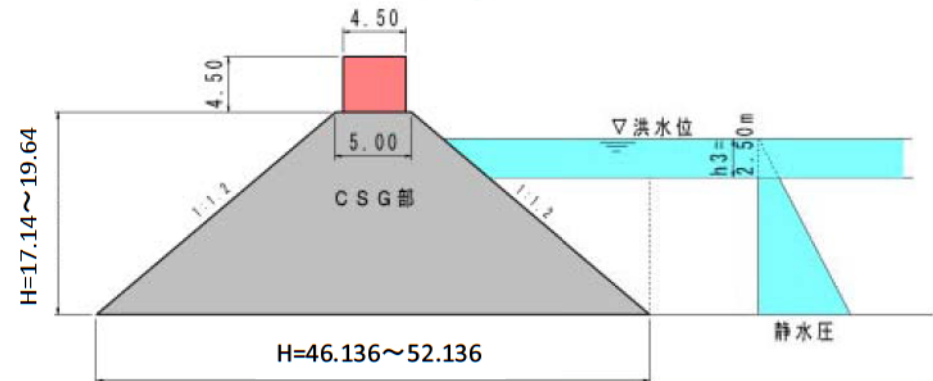


○水無川1号えん堤安定計算結果(左右岸袖部)

(土石流時)



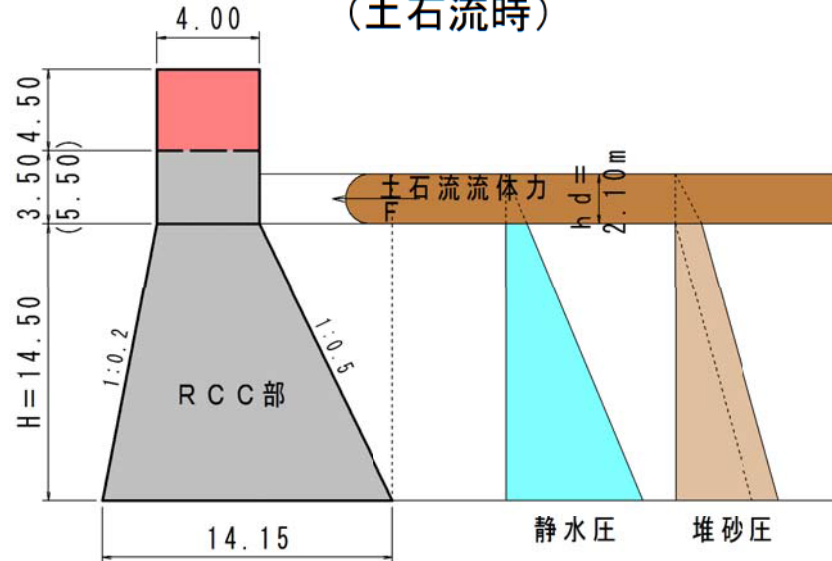
(洪水時)



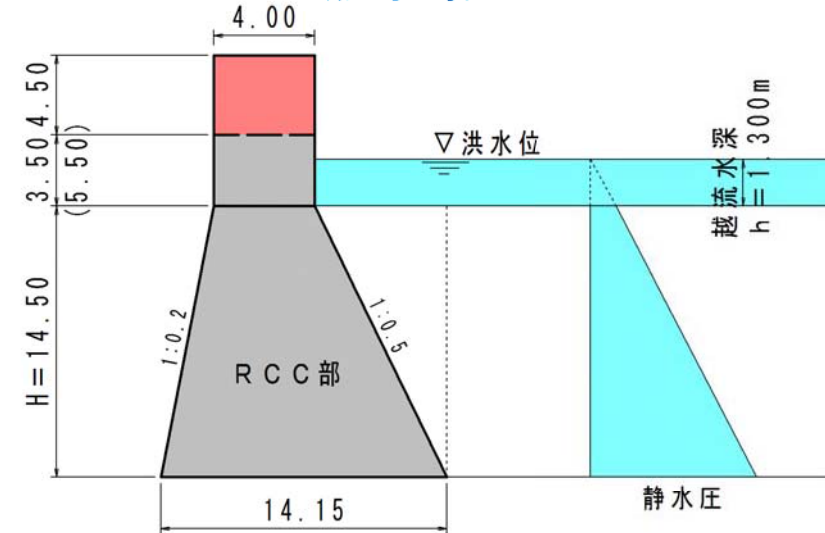
前述した嵩上げ構造について、想定する設計外力(土石流、洪水時)による安定性は全て確保される。

2.7 安定性の検証(土石流時、洪水時)

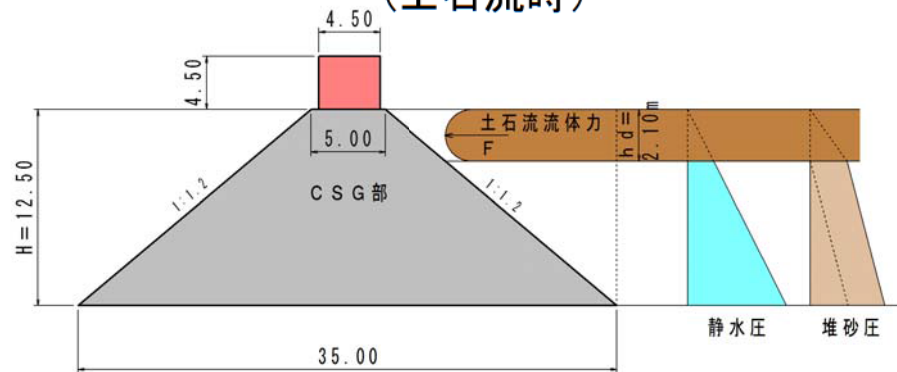
○水無川2号えん堤安定計算結果(越流部、非越流部)
(土石流時)



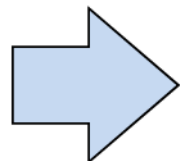
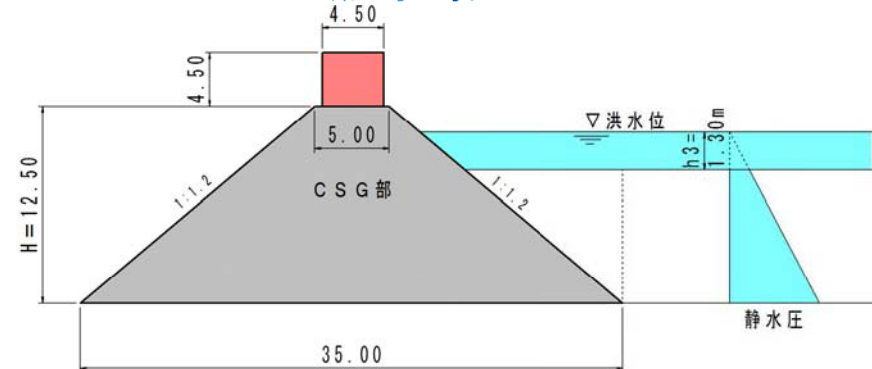
(洪水時)



○水無川2号えん堤安定計算結果(右岸袖部)
(土石流時)



(洪水時)



前述した嵩上げ構造について、想定する設計外力(土石流、洪水時)による安定性は全て確保される。

2.8 岩屑なだれの検討－岩屑なだれの設計条件

■岩屑なだれの設計条件(粒径、流速)については、既往検討結果に基づき、**礫径 ϕ 1.0m、流速 $V=22\text{m/s}$** とした。

①流速 $V=22\text{m/s}$ の設定根拠

2.3 溶岩ドーム崩壊の影響範囲について
溶岩ドームが崩壊した場合の影響範囲については、岩屑なだれを連続体としてモデルを作成し、各崩壊ケースの影響範囲を数値シミュレーションにより予測した。

また、過去の事例から突風(ブラスト)による影響も考慮すべきである。なお、岩屑なだれの粒径、流速については数値シミュレーションによる表現は困難であるため、実例を基にして検討を行った結果、保全対象に到達する粒径は約1m程度で流下速度は約20m/S程度と想定しておく必要がある。

委員会の提言では流速 $V=$ 約 20m/s としているが、御嶽山の崩壊事例($V=22\text{m/s}$)を考慮し、設計条件では流速 $V=22\text{m/s}$ と想定した

②礫径 ϕ 1.0mの設定根拠:

火砕流に含まれる岩塊の実績より、約1mの岩塊が到達すると想定した

<御嶽崩壊の事例>

三村他(1988)では、以下の記述により、地震とほぼ同時に崩壊が発生したとしている。また、8時57分頃、王滝川氷ヶ瀬付近で停止したとしている。

表2-1 御嶽山崩壊による岩屑なだれの流下時間

時刻	内容
8時48分50秒	長野県木曾郡王滝村付近を震源とするM6.8の地震が発生(長野県西部地震)
8時49分頃	地震発生直後に伝上川源頭部の尾根が崩壊
8時57分頃	岩屑なだれは王滝川氷ヶ瀬付近で停止(崩壊地との比高差1200m、流走距離12km)→80km/時(22m/秒)

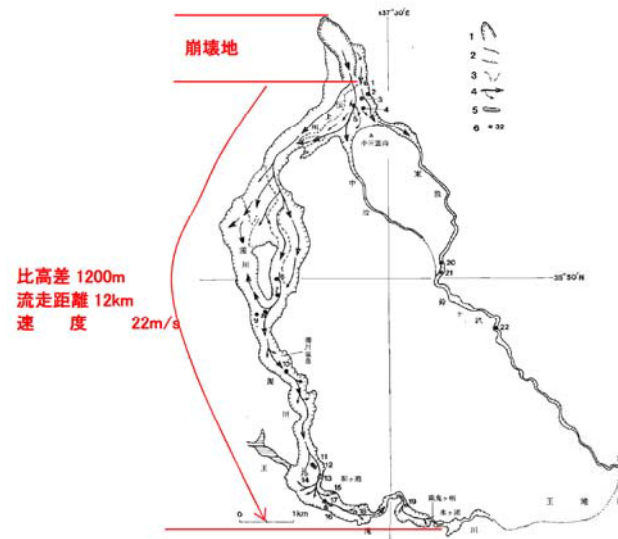


図2.2 御嶽山南斜面と岩屑なだれの流下(三村他(1988)より引用)

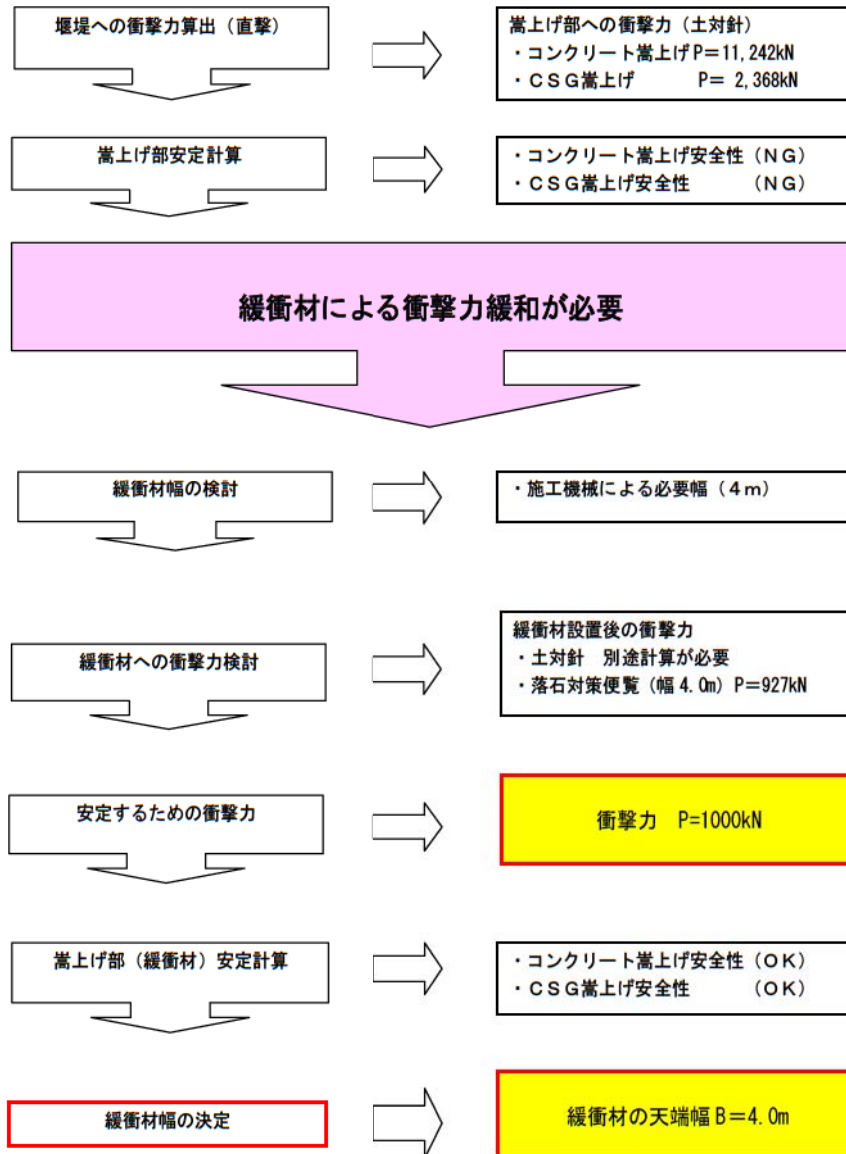
2.8 岩屑なだれの検討－岩屑なだれの設計条件

■水無川1号、2号砂防えん堤の嵩上げ計画に対する設計条件を以下に記述する。尚、嵩上げ構造は単体で自立できる構造とする。

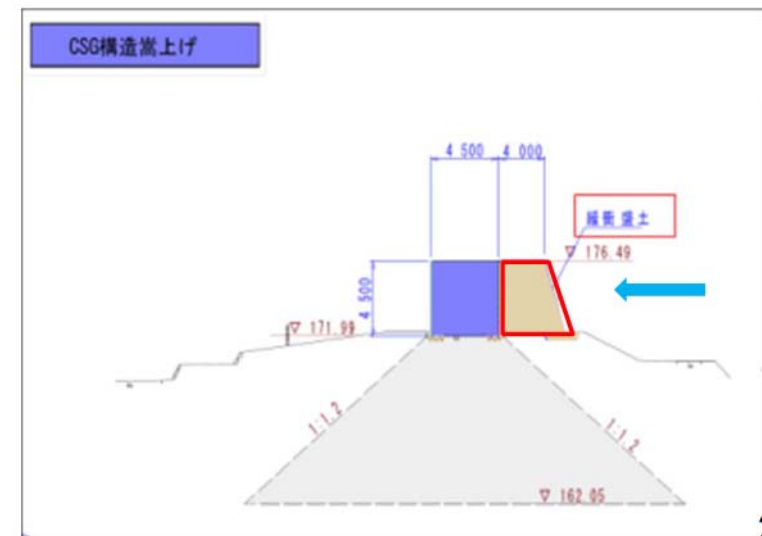
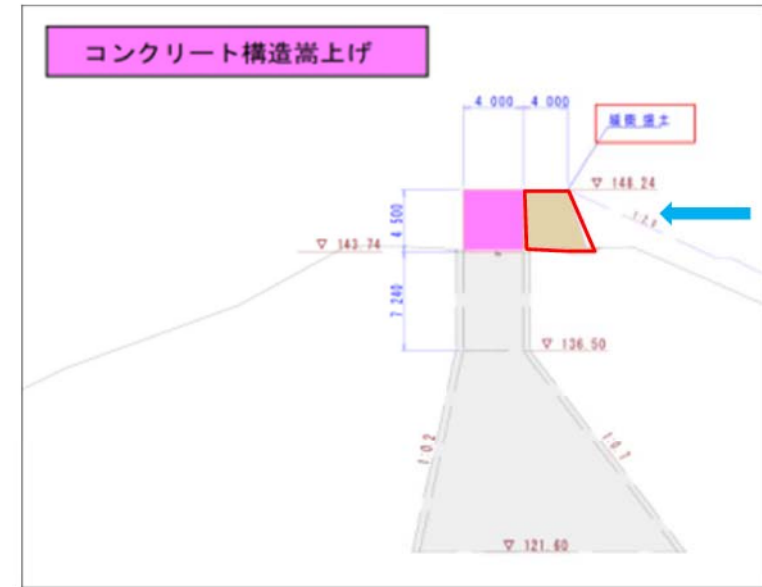
設計条件		水無川1号砂防えん堤嵩上げ	水無川2号砂防えん堤嵩上げ
嵩上げ高さ	CASE3 考慮	H=4.5m	H=4.5m
設計外力	衝撃力	P=1,000 k N	P=1,000 k N
	粉体流土圧	$\gamma = 0.13 \text{ kN/m}^3$ (シュミレーション)	$\gamma = 0.13 \text{ kN/m}^3$ (シュミレーション)
嵩上げ材料		非越流部 コンクリート 袖部 CSG	非越流部 コンクリート 袖部 CSG
施工方法		有人施工 (将来無人化考慮)	有人施工 (将来無人化考慮)
安定条件	転倒	堤底上流端に引張応力が生じないように、自重及び外力の合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内に入ること。	
	滑動	嵩上げ部の基礎地盤は既設えん堤天端で岩盤基礎と同等とし、安全率 $n \geq 4.0$ とする。	
	支持力	嵩上げ部に生じる最大応力が材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容値以内であること。	

2.8 岩屑なだれの検討ー礫の衝撃力の算出

■岩屑なだれによる礫の衝撃力算出と、衝撃力緩和のための緩衝材幅についてのフローを示す。

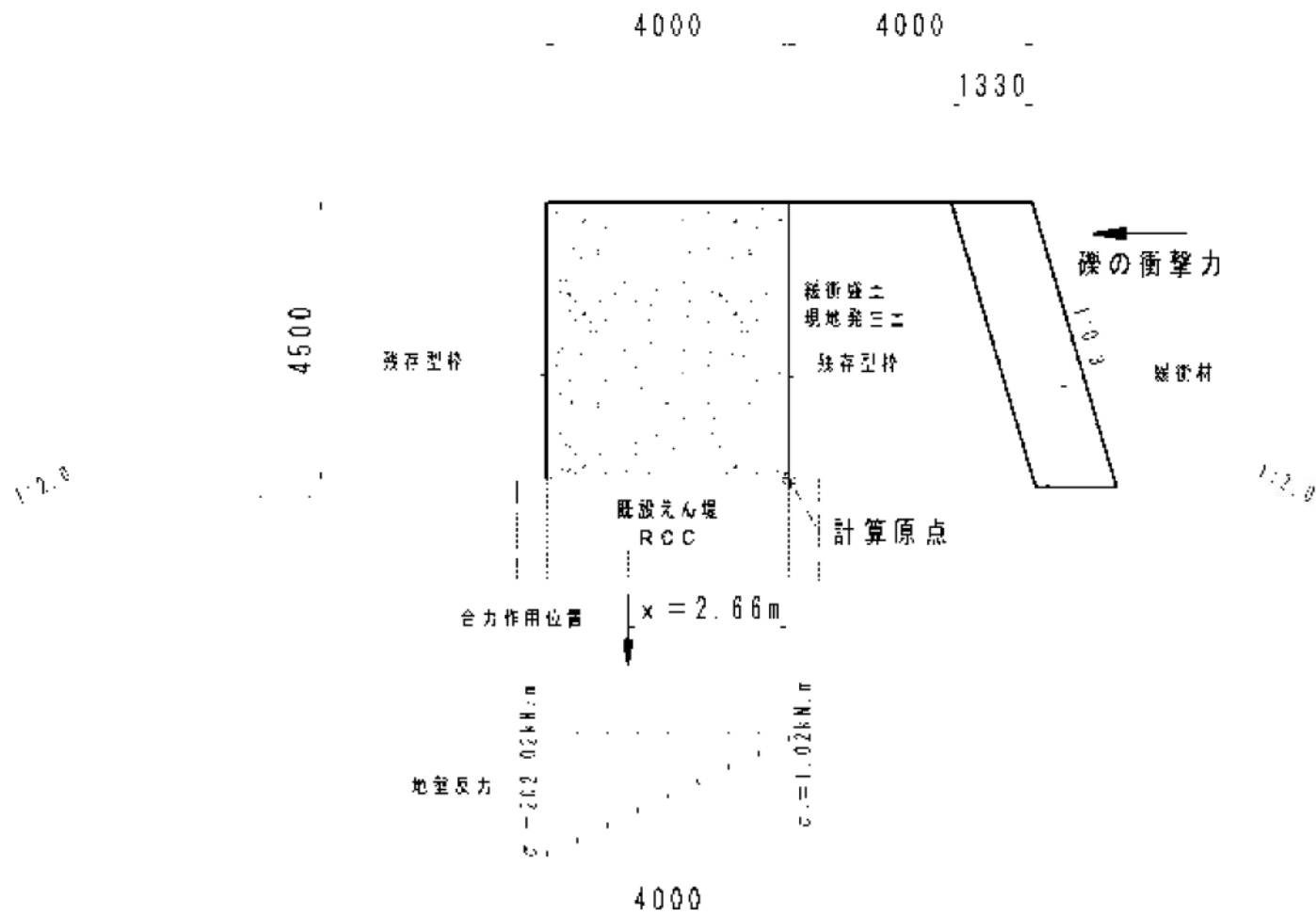


【緩衝盛土設置イメージ】



2.8 岩屑なだれの検討－嵩上げ断面の決定

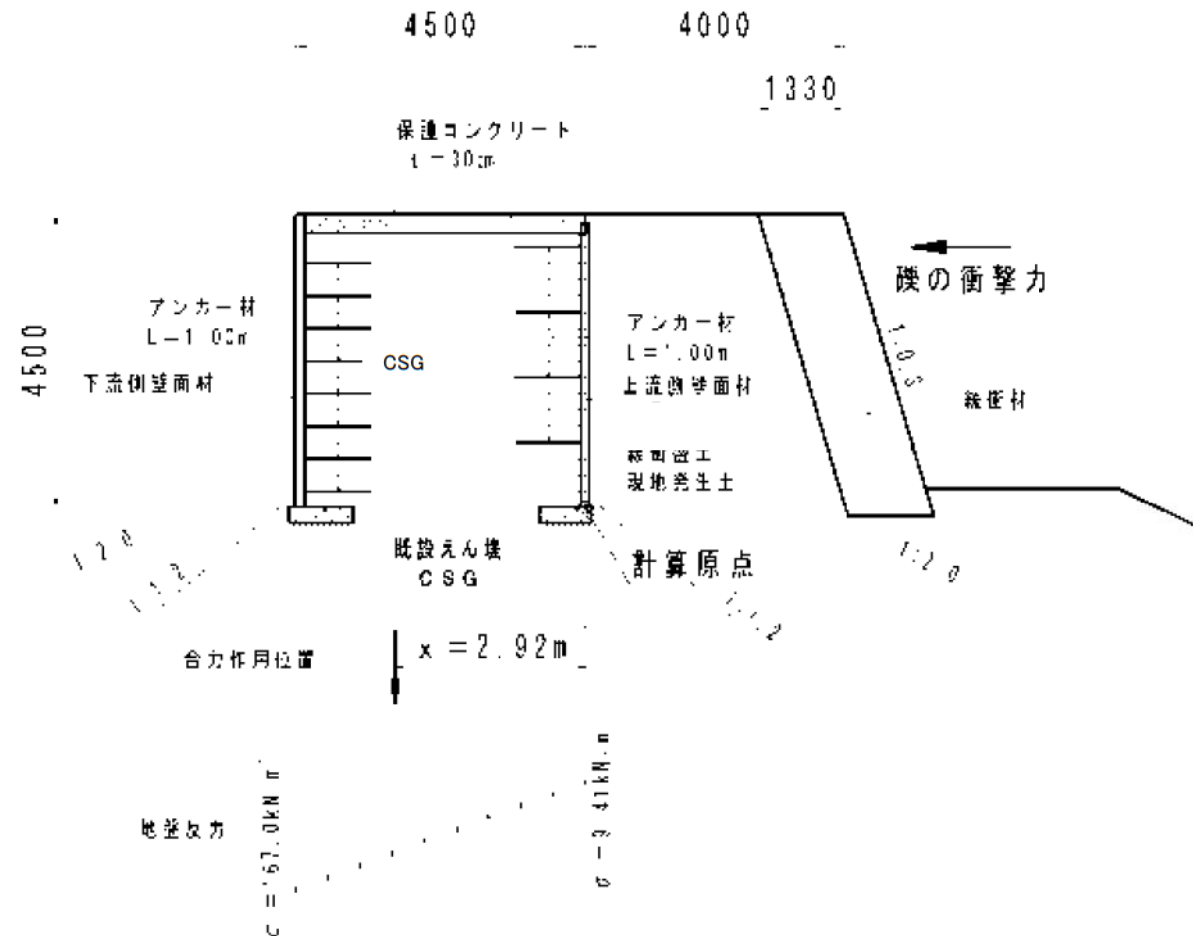
1) 非越流部(コンクリート嵩上げ部)比較検討結果



比較検討結果から、非越流部：嵩上げ幅 $B=4.0\text{m}$ （緩衝盛土有り）

2.8 岩屑なだれの検討－嵩上げ断面の決定

2) 袖部(CSG嵩上げ部)比較検討結果

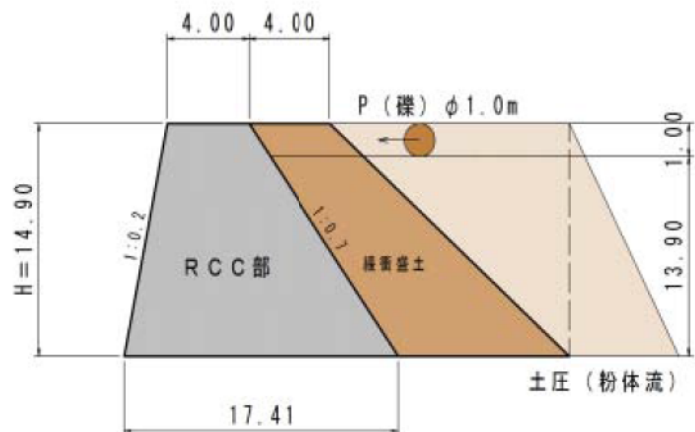


比較検討結果から、**袖部：嵩上げ幅B=4.5m（緩衝盛土有り）**

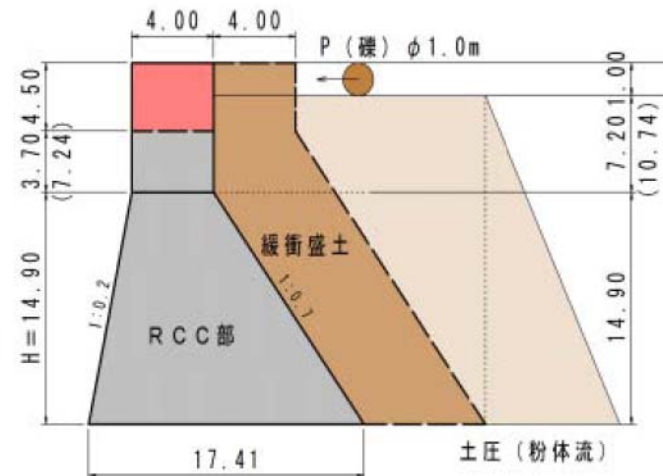
2.9 安定性の検証(岩屑なだれ時)

水無川1号えん堤安定計算結果(越流部、非越流部、袖部)

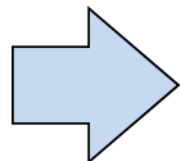
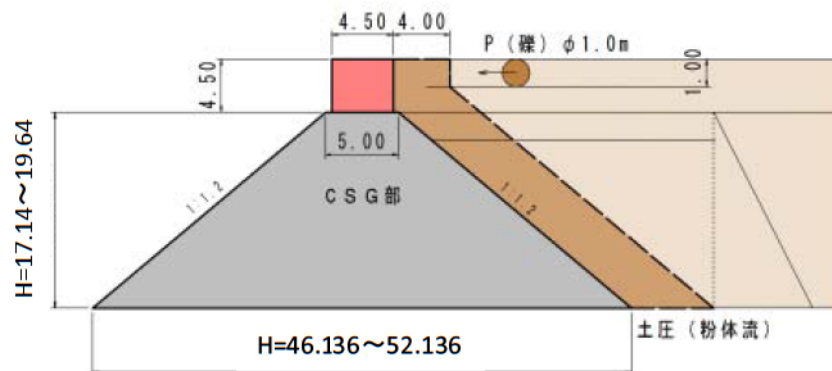
(越流部)



(非越流部)



(袖部)

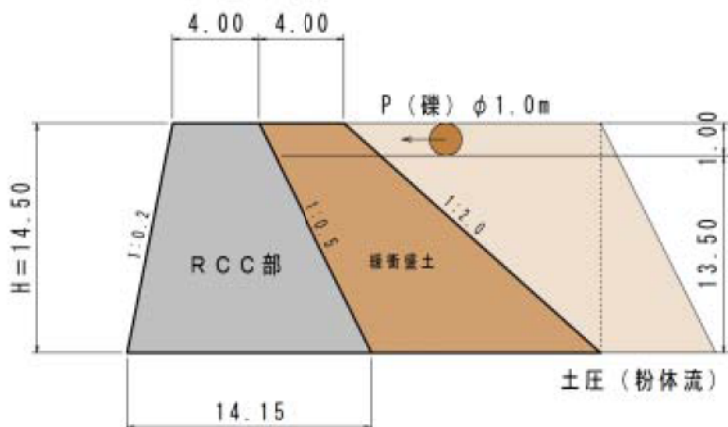


前述した嵩上げ構造について、想定する設計外力(岩屑なだれ)による安定性は全て確保される。

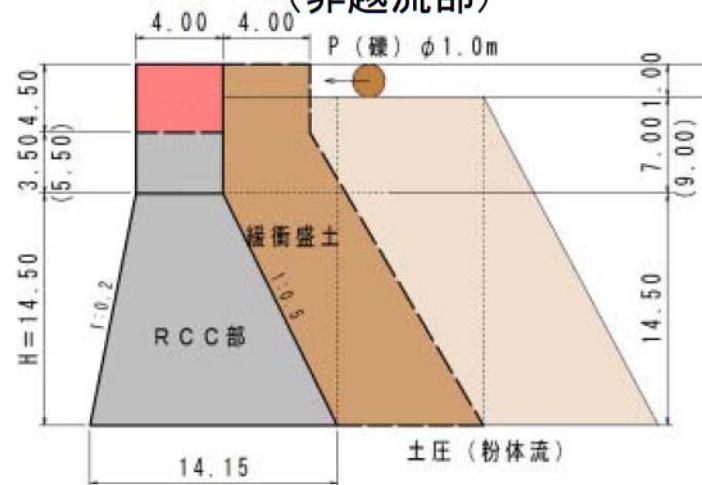
2.9 安定性の検証(岩屑なだれ時)

水無川2号えん堤安定計算結果(越流部、非越流部、袖部)

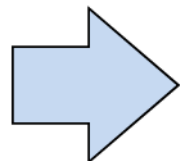
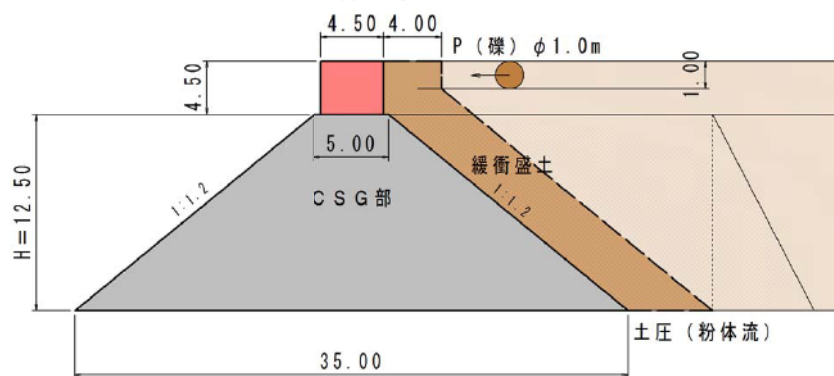
(越流部)



(非越流部)



(袖部)



前述した嵩上げ構造について、想定する設計外力(岩屑なだれ)による安定性は全て確保される。

2. 10 対策構造図

【水無川2号えん堤:平面図】

