

SYNDICAT DES EAUX  
DU GANTET

---

CONFORTEMENT DU BARRAGE  
D'ECHANCIEUX

**Mission PRO**  
**Pièce n°4**

**Fascicule Géotechnique**

016 42487 | Janv. 20 | v.1







Le Crystallin  
191/193 Cours Lafayette  
CS 20087  
69458 Lyon Cedex 06  
Email : [lyon@hydra.setec.fr](mailto:lyon@hydra.setec.fr)  
T : 04 27 85 48 80  
F : 04 27 85 48 81

Directeur de Projet

WWP

Chef de Projet / RA

QSG

N° affaire

016 42487

Fichier : 42487\_RAP\_PRO\_Piece-4\_Fascicule Geotechnique\_v1.1.docx

V.	Date	Etabli par	Vérifié par	Nb pages	Observations / Visa
v.1	Janv. 20	BZU	QSG	45+annexes	Première émission



## TABLE DES MATIERES

1	INTRODUCTION .....	10
1.1	Objet du document .....	10
1.2	Investigations géotechniques .....	10
2	EROSION INTERNE .....	17
2.1	Définition générale .....	17
2.2	Analyse des conditions d'écoulement dans le barrage .....	18
2.3	Erosion de conduit .....	22
2.4	Erosion de contact .....	23
2.5	Erosion de suffusion .....	24
2.6	Erosion régressive .....	30
3	STABILITE AU GLISSEMENT .....	34
3.1	Rappel des éléments de diagnostic géotechnique disponibles .....	34
3.2	Reconnaissances et calculs 2019 (mission externe G2-AVP par Hydrogeotechnique) .....	36

## ANNEXES

ANNEXE 1 RAPPORT FACTUEL DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES 2019

ANNEXE 2 RAPPORT FACTUEL DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES 2008

### TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : plan des sondages 2019	11
Figure 2 : Implantation des profils géophysiques et sondages de 2008	12
Figure 3 : synthèse des sondages réalisés	13
Figure 4 : profils des panneaux électriques (NB : Rive droite à l'abscisse 0)	14
Figure 5 : Analyse granulométrique des matériaux	15
Figure 6 : résultats de laboratoire (cases vides = valeur non disponible)	16
Figure 7 : illustration de la capacité d'auto-filtration des matériaux	17
Figure 8 : mécanismes d'érosion (source : Etude de l'érosion interne : apport du projet ERINOH)	18
Figure 9 : Ecoulement interne à RN dans l'état nominal (sans dégradation des joints) : piezo à -3m sous la cote PE – Q 7l/mn	19
Figure 10 : Ecoulement interne à RN dans l'état dégradé : piezo à -1.3 m sous la cote PE – Q 15l/mn	19
Figure 11 : Ecoulement interne à RN-1.7 m dans l'état dégradé : piezo à -2.5 m sous la cote PE – Q 5 l/mn	20
Figure 12 : Ecoulement interne à RN dans l'état d'origine : piezo à -6 m sous la cote PE – Q quelques l/mn	20
Figure 13 : vitesses d'écoulement à l'exutoire en pied de parement aval. Etat nominal à gauche, état dégradé actuel à droite	21
Figure 14 : Ecoulement interne à RN dans l'état projet	21
Figure 15 : conditions géométriques et hydrauliques déterminant l'érosion de contact (ICOLD)	23
Figure 16 : Erosion de contact : illustration des conditions de filtre : gamme D15 en orange, gamme d85 en bleu	24
Figure 17 : lorsque le critère de Terzaghi est au-dessus de la limite D15/D85, la granulométrie est instable selon la méthode de Kezdi. Cette méthode permet également de déterminer la taille du plus gros grain instable (point orange).	26
Figure 18 : graphique représentant les proportions F et H en fonction des critères d'instabilité de Kenney and Lau (rouge) et Kezdi (jaune).	27
Figure 19 : Courbes de références SUFFUSIVES de Wan&Fell (2007) en haut et Kenney &Lau (1984), en bas	28
Figure 20 : Courbes de références NON SUFFUSIVES de Kenney &Lau (1984)	29
Figure 21 : critère de Kezdi pour l'échantillon PM2-2.6m	30
Figure 22 : caractéristiques de l'écoulement à l'exutoire parement aval	31
Figure 23 : coefficients de sécurité et notations associées à l'état limite	32

Figure 24 : Calcul de la pression interstitielle sous le pied aval	33
Figure 25 : effet du drain sur la pression interstitielle en pied aval - Etat Projet	33
Figure 26 : cas idéal : FS = 1.52	34
Figure 27 : conditions de mauvais drainage et mauvaise étanchéité amont : FS <1 = rupture	35
Figure 28 : interprétation des sondages de 2009, extrait de [12]	36
Figure 29 : géométrie considérée et charges	37
Figure 30 : Accélérations horizontales à prendre en compte pour le SES (en m/s <sup>2</sup> )	39
Figure 31 : Accélérations verticales à prendre en compte pour le SES (en m/s <sup>2</sup> )	39
Figure 32 : Stabilité : situation de calage en crue de plein bord	39
Figure 33 : stabilité : situation normale d'exploitation	40
Figure 34 : Stabilité du projet : situation normale d'exploitation	40
Figure 35 : Stabilité du projet : situation sismique	41
Figure 36 : Stabilité du projet : situation transitoire de purge + crue de chantier	41

## **Documents de référence**

Les références bibliographiques de l'étude BRL (2015) sont rappelées ci-dessous :

- [1]** Rapport de la Direction Générale des eaux et forêts (GREF), 1938
- [2]** Mémoire explicatif, 15/01/1946
- [3]** Règlement d'eau, 1959
- [4]** Annexe 1, Décret d'utilité publique (DUP), sur les travaux d'alimentation en eau potable, 30/05/1950
- [5]** Décret sur la sécurité des ouvrages hydrauliques, Décembre 2007,
- [6]** Plan du barrage + photos
- [7]** Plan d'ensemble
- [8]** Compte-rendu de la visite du 11 juillet 2008
- [9]** Rapport diagnostic, 08CLS005, version 1, Safege, septembre 2008
- [10]** Dossier de Consultation des entreprises « travaux de curage et de consolidation de la retenue AEP d'Echancieux, Septembre 2008
- [11]** Etude hydrologique, Safege, 2008
- [12]** Rapport diagnostic complémentaire, 08CLS005, version 1, Safege, juin 2009
- [13]** Rapports de surveillance, 2009 – 2010
- [14]** visites techniques approfondies, 20 juin 2012
- [15]** relevé topographique de la retenue, 2015
- [16]** Rapport DREAL, 27 janvier 2015
- [17]** Etude hydrologique révisée, BRL Ingénierie, 2015

Auxquelles on ajoute :

- [18]** Plan topographique et bathymétrique, cabinet PIGEON et SATIF SA, 2018
- [19]** Stabilité de la route – digue, référence CV/KT – 11016/08 CLS, Safege, novembre 2008
- [20]** Rapport de diagnostic, rapport final, Setec Hydratec, Août 2018
- [21]** Rapport de stabilité et de reconnaissances géotechniques, Hydrogéotechnique, en cours de rédaction
- [22]** Identification des Impacts de l'Application de l'Article L214-18 du Code de l'Environnement concernant l'augmentation au 01/04/2014 des débits réservés à l'aval des ouvrages, sur les ressources en eau potable superficielles du département de la Loire, DDAF Loire, janvier 2010
- [23]** Courrier de la DDT Loire ayant pour objet le débit minimum biologique de la prise d'eau du barrage d'Echancieux, février 2011
- [24]** Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai, Comité Français des Barrages et Réservoirs, octobre 2015
- [25]** Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, CFBR, juin 2013
- [26]** Recherche de l'éventuelle présence de zones de vides et d'hétérogénéités sous le parement béton d'un barrage, Rapport Setec LERM N° 18.43937.001.01.A – 16 NOVEMBRE 2018

## **Liste des acronymes**

- DREAL : Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement
- DDT : Direction Départementale des Territoires
- CFBR : Comité Français des Barrages et Réservoirs
- BETCGB : Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages
- RD : rive droite
- RG : rive gauche
- TN : Terrain Naturel
- PRV : Polyester Renforcé de fibres de Verre
- VF : vidange de fond
- PE : prise d'eau
- PRO : phase projet
- AVP : phase avant-projet
- DIAG : phase diagnostic
- RN : retenue normale
- PHE : plus hautes eaux
- PHEE : plus hautes eaux exceptionnelles
- EVC : évacuateur de crues
- GTR : guide des terrassements routiers
- MOA : Maître d'Ouvrage
- MOE : Maître d'œuvre
- SAUR : Société d'Aménagement Urbain et Rural

# 1 INTRODUCTION

## 1.1 OBJET DU DOCUMENT

Ce Fascicule, établi dans le cadre de la mission de maîtrise d'œuvre de confortement du barrage d'Echancieux, compile et analyse l'ensemble des données disponibles sur l'ouvrage et des calculs géotechniques réalisés.

Il constitue :

- Un diagnostic de la stabilité en état actuel (initial)
- La justification du projet de confortement et de recalibrage

## 1.2 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

### 1.2.1 Contenu du programme d'investigations

Les reconnaissances suivantes ont été menées en janvier-février 2019 :

- 9 sondages à la pelle mécanique : le long de la rive gauche de la retenue (PM6 à PM9), en pied de barrage (PM1 à PM3) et le long du futur chenal évacuateur de crues rive gauche (PM3 à PM5),
- Un sondage pressiométrique depuis la crête du barrage SD2,
- Deux profils géophysiques par panneaux électrique
- Des essais en laboratoire :
  - Classification GTR,
  - Teneur en eau,
  - Perméabilité,
  - Valeur au bleu,
  - Granulométrie,
  - Sédimentométrie,
  - Limites d'Atterberg,
  - Essai triaxial non drainé CU + u.

Le rapport factuel de ces investigations est fourni en **Annexe 1**.

Les investigations antérieures, réalisées en 2008, ont également été réinterprétées, elles comprenaient :

- Deux sondages carottés SC1 et SC2, ayant été équipés de piézomètres et ayant fait l'objet d'essais de laboratoires (granulométrie, triaxiaux)
- Un sondage destructif SD1

Le rapport factuel de ces investigations est fourni en **Annexe 2**.



Figure 1 : plan des sondages 2019

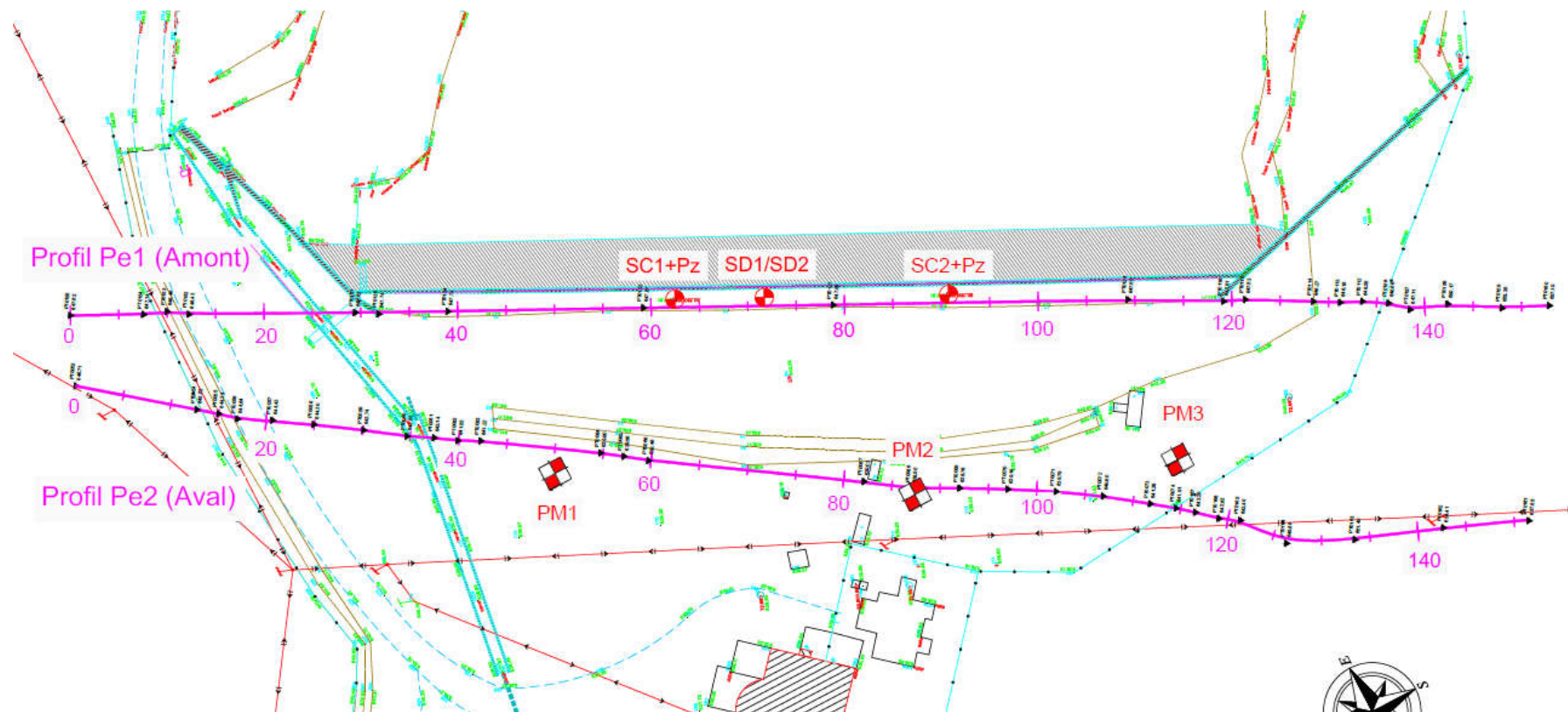


Figure 2 : Implantation des profils géophysiques et sondages de 2008

## 1.2.2 Horizons rencontrés et caractéristiques

### a) Coupe lithologique

Voici l'analyse lithologique obtenue dans le corps du barrage :

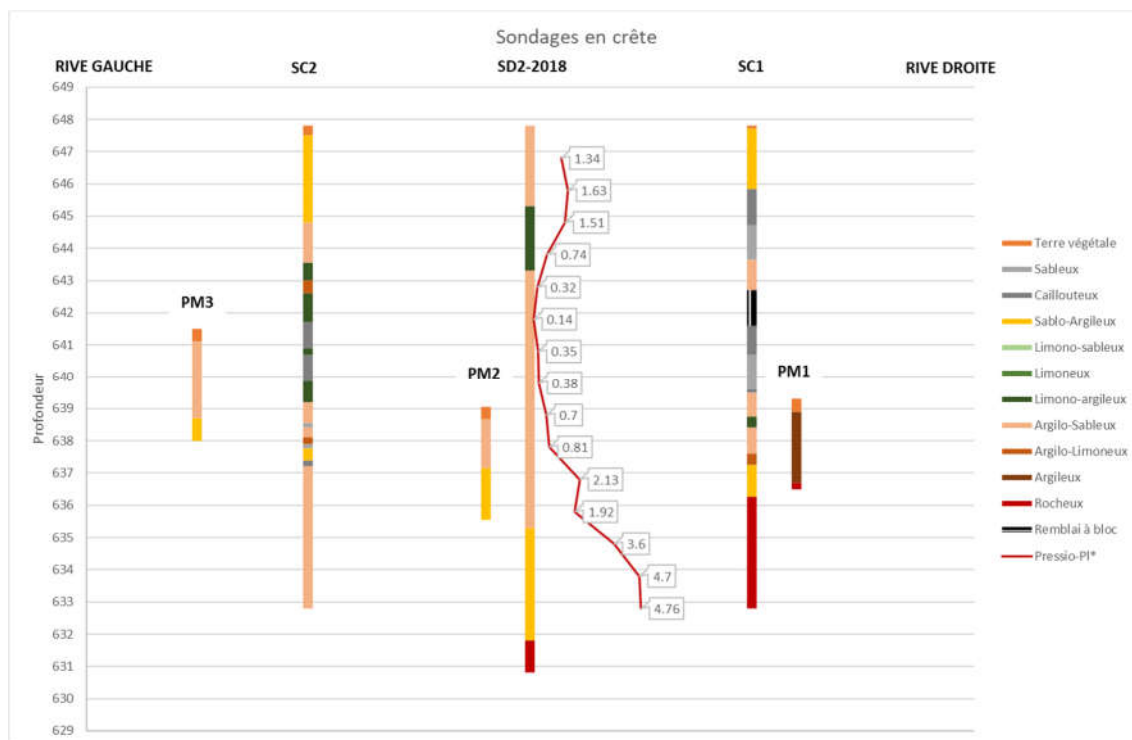


Figure 3 : synthèse des sondages réalisés

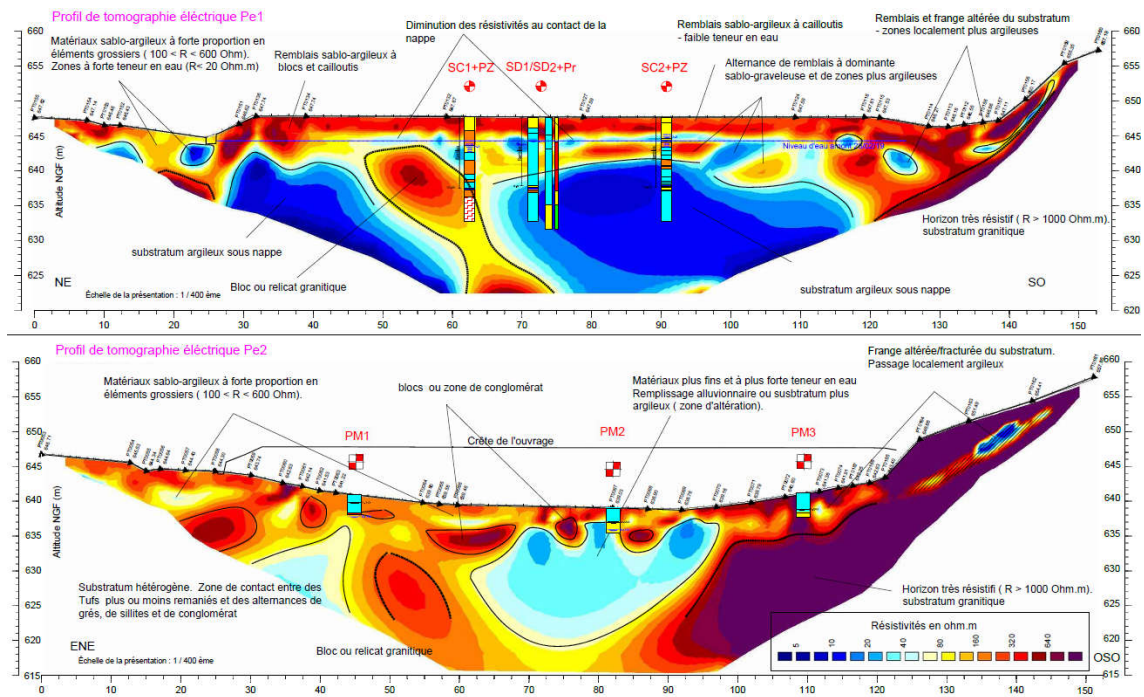


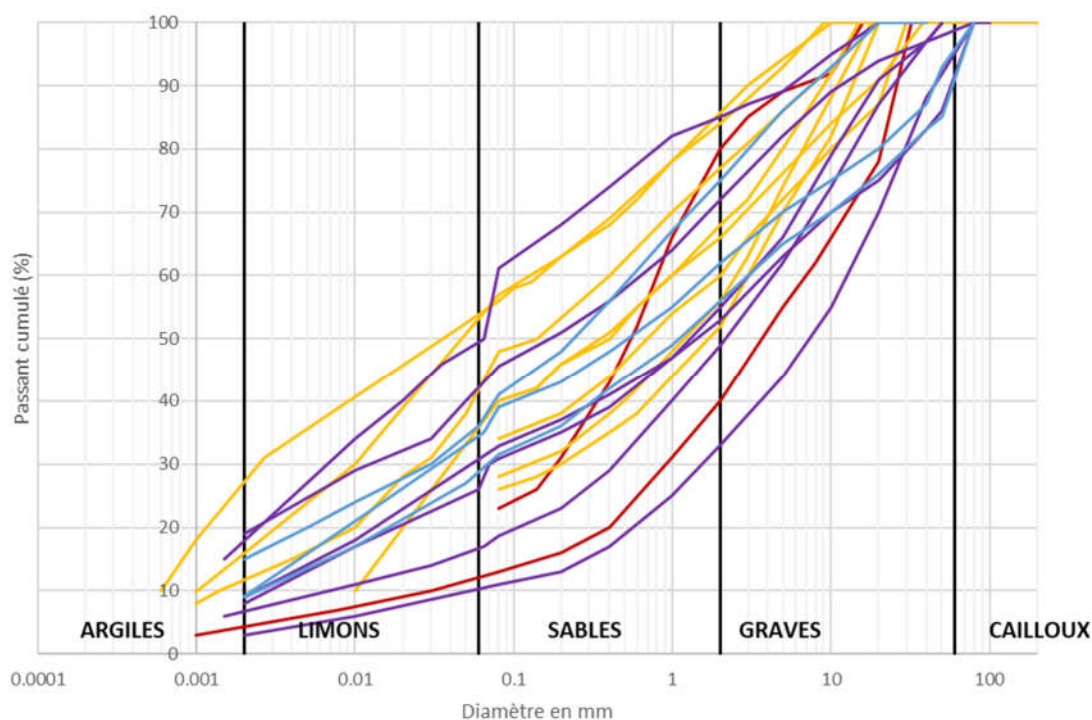
Figure 4 : profils des panneaux électriques (NB : Rive droite à l'abscisse 0)

La fondation du barrage est une zone de contact entre un substratum argileux sous nappe, retrouvé en rive droite jusqu'au 2/3 du barrage, et un substratum granitique en rive gauche.

La zone de contact est altérée, avec la présence de reliquats/conglomérats granitiques, de matériaux fins et aquifères.

Ainsi, aucun sondage n'atteint le substratum granitique, les horizons rocheux atteints dans SC1 et PM1 et SD2 semblant issus de conglomérats de la zone de contact.

Les courbes granulométriques des échantillons réalisés sont synthétisées ci-dessous.



<ul style="list-style-type: none"> <li>SC02_1060-1135</li> <li>SC02_955-970</li> </ul>	Fondation argilo-sableuse grossière à cailloux
<ul style="list-style-type: none"> <li>SC03_260-310</li> <li>SC03_075-100</li> <li>SC02_740-795</li> <li>SC02_545-610</li> <li>SC02_350-425</li> <li>SC01_830-905</li> <li>SC01_340-415</li> <li>SC01_160-195</li> </ul>	Matériaux du remblai du barrage : matériaux fins hétérogènes sablo-argileux à limono-sableux avec des proportions de fines <80µm comprises entre 25 et 55 % et des teneurs en argiles entre 10 et 28 %. Les matériaux sont bien gradués.
<ul style="list-style-type: none"> <li>PM1_1.3-2m</li> <li>PM2_1.4m</li> <li>PM2-2.6m</li> <li>PM3-1.4m</li> <li>PM4-1.8m</li> <li>PM5-1.2m</li> </ul>	Matériaux prélevés en pied aval, caractéristiques de la fondation du barrage actuel et de la fondation de la future recharge aval. On retrouve deux horizons assez distincts : des limons sableux à forte teneur en fines et des argilos-sableux grossiers semblables à ceux identifiés en fond de SC2 ?
<ul style="list-style-type: none"> <li>PM6-1.5m</li> <li>PM7-1.5m</li> <li>PM8-1.2m</li> </ul>	Ces trois sondages sont caractéristiques des emprunts qui seront réalisés dans la retenue pour l'érection de la recharge aval. Les matériaux sont très semblables aux matériaux de remblai du barrage quoique plus grossiers, avec des teneurs en fines proches de 30%.

Figure 5 : Analyse granulométrique des matériaux

## b) Résultats des essais de laboratoire

Sondage	Localisation	Description du prélèvement	C kPa	Fines <80µm %	argile <2µm %	Indice de Plasticité é	K m/s	pd
SC03_075-100	Remblai	Sableux grossier marron		57				
SC03_260-310	Remblai	Argilo-sableux gris-bleuté	20	56	27	13		
SC02_1060-1135	Fondation	Argilo-sableux grossier à cailloux gris bleuté	20	13		4.7		

SC02_955-970	Fondation	Argilo-sableux gris verdâtre		23		1.55		
SC02_740-795	Remblai	Limono-argileux beige à caillou, mou, saturé	<b>0</b>	26			2.5e-10	
SC02_545-610	Remblai	Limono-argileux +- sableux grisâtre, saturé		<b>40</b>		5.79		
SC02_350-425	Remblai	Argilo-sableux gris-bleuté		<b>40</b>		7.62		
SC01_830-905	Remblai	Argilo-sableux gris-bleuté à cailloux		<b>48</b>			1.1 E-9	
SC01_340-415	Remblai	Sableux grossier argileux beige, saturé	<b>10</b>	28			1.1 E-6	
SC01_160-195	Remblai	Sablo-argileux marron +- grossier						
PM1_1.3-2m	Pied aval RD	Argiles gris-bleu avec blocs erratiques	<b>12</b>	<b>61.1</b>	<b>18.4</b>	<b>18</b>	4.1e-10	1.65
PM2_1.4m	Pied aval centre	Argiles sableuses brun-gris à graviers, cailloux	<b>12</b>	18.7	<b>5.3</b>	<b>13</b>	1.1E-09	1.9
PM2-2.6m	Pied aval centre	Sables argileux et graviers, cailloux, gris-bleu, gorgés d'eau		10.9	2.8	-		
PM3-1.4m	Pied aval RG	Argiles brun-marron à cailloux, blocs		32.9	<b>8.5</b>	<b>16</b>	4.3E-10	1.75
PM4-1.8m	EVC - Recharge	Argiles sableuses beiges, rousses et grises à blocs		<b>45.6</b>	<b>18</b>	<b>15</b>		
PM5-1.2m	EVC - Recharge	Argiles sableuses beiges, rousses et grises avec blocs et cailloux		30.8	<b>7.5</b>	<b>12</b>		
PM6-1.5m	Retenue - recharge	Argiles sableuses gris-bleu plus cailloux		39	<b>9.2</b>	<b>20</b>	2.9E-09	1.51
PM6-1.5m	Retenue - recharge	Argiles sableuses gris-bleu plus cailloux		39	<b>9.2</b>	<b>20</b>		
PM7-1.5M	Retenue - recharge	Argiles sableuses brunes et grises		<b>41.1</b>	<b>14.8</b>	<b>10</b>		
PM8-1.2m	Retenue - recharge	Argiles sableuses brunes et grises à blocs		31.6	<b>8.6</b>	<b>14</b>	4.9E-08	1.64

Figure 6 : résultats de laboratoire (cases vides = valeur non disponible)

Les matériaux caractéristiques du remblai présentent une cohésion mesurée de 10 à 20 kPa, sauf dans une passe limoneuse molle du SC2, non retrouvée sur les autres sondages.

Les essais de perméabilité dans le remblai conduisent à des valeurs de l'ordre de  $10^{-6}$  m/s, diminuant en profondeur, tandis que les horizons argilo-sableux de fondation sont moins perméables ( $10^{-9}$  à  $10^{-10}$  m/s).

## 2 EROSION INTERNE

### 2.1 DEFINITION GENERALE

L'érosion interne désigne un ensemble de mécanismes d'entraînement des matériaux du sol par l'écoulement interne au remblai.

La mise en mouvement du matériau est initiée par le développement d'un gradient hydraulique interne sous l'effet d'une nappe ou de la mise en charge de l'ouvrage. Ce gradient est calculé par modélisation aux éléments finis.

La sensibilité des matériaux et des ouvrages à ces mécanismes est très variable et dépend notamment :

- De la capacité d'auto-filtration du matériau : capacité du matériau à retenir les grains les plus fins par création de voutes stables avec les grains plus grossiers du squelette

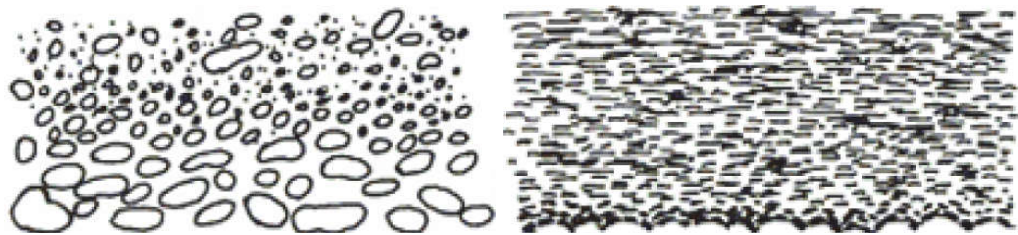


Figure 7 : illustration de la capacité d'auto-filtration des matériaux

- Des conditions géométriques permettant ou non la formation d'un conduit
  - Présence ou non d'un exutoire en aval, comme un parement ou un fossé
  - Présence ou non de filtre rapporté laissant passer l'eau mais pas les particules de sol
  - Présence ou non d'interfaces de perméabilité, induisant des circulations d'eau avec des gradients très différents entre plusieurs couches ou entre un ouvrage rigide et une couche de matériau érodable
  - Présence ou non de singularités favorisant la création de conduits : terriers de fousseurs, racinaire pourrissant, fractures dans le remblai, ouvrages traversants

Il existe 4 mécanismes d'initiation pour l'érosion interne :

- L'érosion de conduit par écoulement localisé ;
- L'érosion régressive ;
- L'érosion de contact entre deux sols ;
- La suffusion.

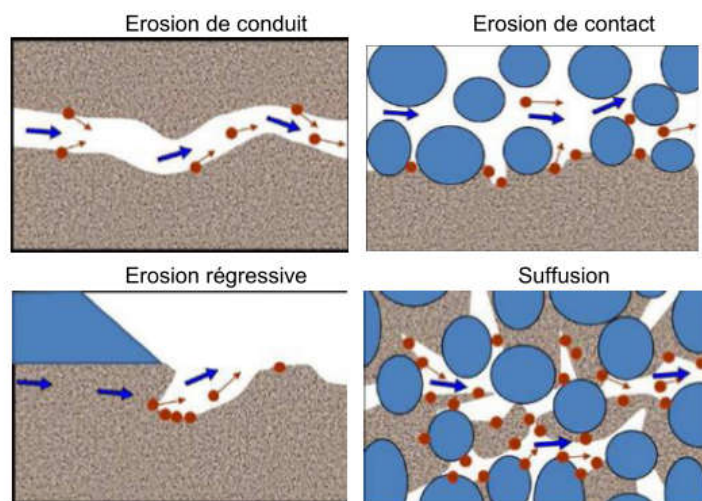


Figure 8 : mécanismes d'érosion (source : Etude de l'érosion interne : apport du projet ERINOH)

Les extraits cités ci-après sont tirés du *Bulletin 164 : L'érosion interne dans les digues, barrages existants et leurs fondations de la CIGB-2017*.

## 2.2 ANALYSE DES CONDITIONS D'ÉCOULEMENT DANS LE BARRAGE

### 2.2.1 Synthèse des observations

Le barrage actuel fait l'objet de mesures d'auscultation, et en particulier d'un suivi de la piézométrie et des débits de fuite. Ces mesures d'auscultations sont décrites et interprétées dans un **Fascicule Auscultation**, objet de la **Pièce n°3 du Dossier de Projet**.

Ces mesures mettent en évidence :

- Pour un parement amont jouant son rôle d'étanchéité : un rabattement de la ligne piézométrique de l'ordre de -3 m et des débits de fuite inférieurs à 10 l/mn en l'absence de pluies
- Dans les conditions dégradées actuelles, avec un parement béton endommagé, un rabattement de -1m à RN, et des débits de fuite dépassant 200 l/mn.
- Un parement aval saturé (observations ponctuelles lors des visites), mais non suintant, et deux résurgences ponctuelles sont observées en pied de parement (VTA 2017).

### 2.2.2 Modélisation numérique des écoulements interne – Etat actuel

Un modèle d'écoulement interne est réalisé sous SEEP/W.

Ce modèle doit permettre de représenter la géométrie des écoulements, la piézométrie et l'ordre de grandeur des fuites mesurées en prenant en compte une perméabilité en grand du masque béton.

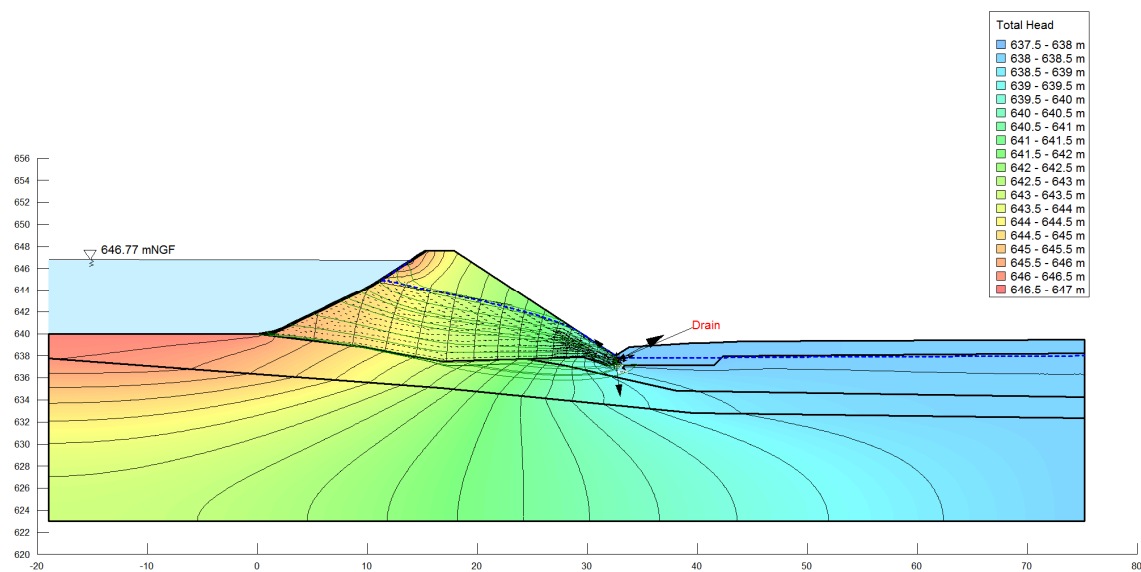


Figure 9 : Ecoulement interne à RN dans l'état nominal (sans dégradation des joints) : piezo à - 3m sous la cote PE – Q 7l/mn

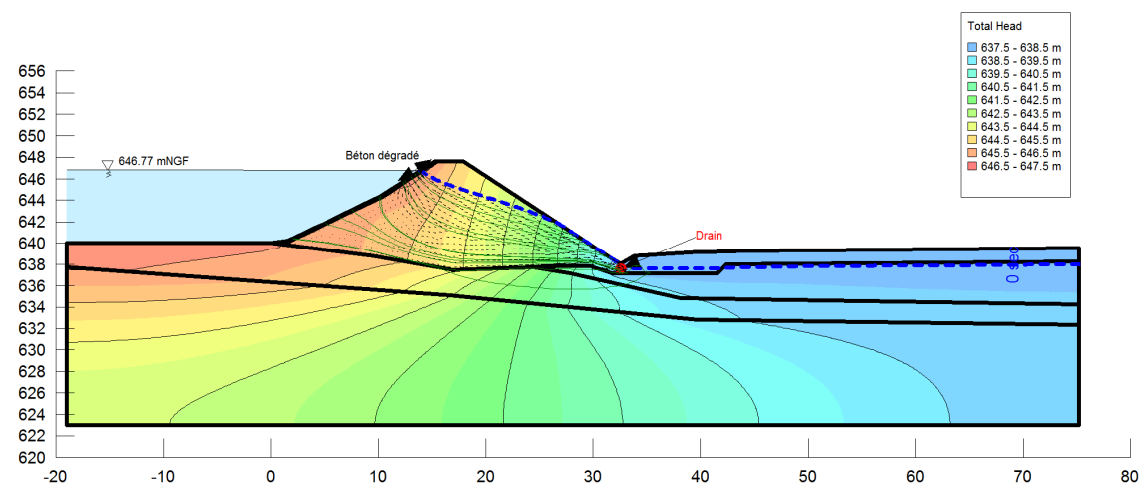


Figure 10 : Ecoulement interne à RN dans l'état dégradé : piezo à -1.3 m sous la cote PE – Q 15l/mn

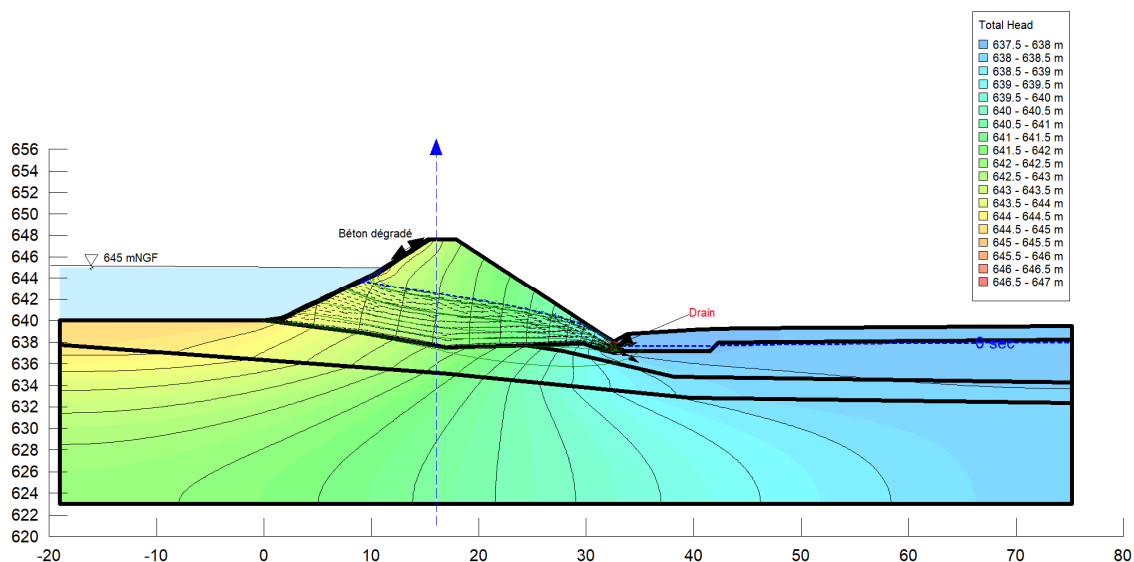


Figure 11 : Ecoulement interne à RN-1.7 m dans l'état dégradé : piezo à -2.5 m sous la cote PE – Q 5 l/mn

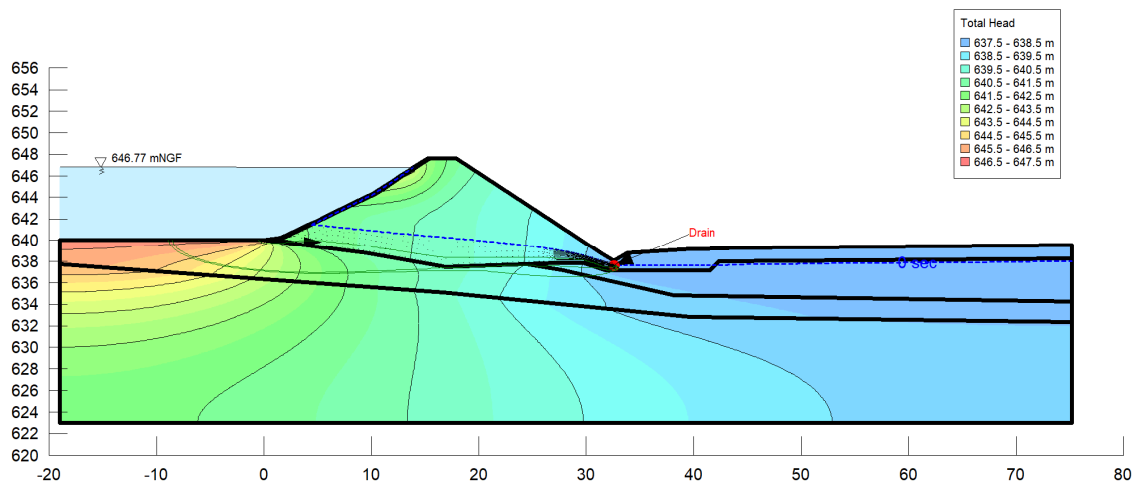


Figure 12 : Ecoulement interne à RN dans l'état d'origine : piezo à -6 m sous la cote PE – Q quelques l/mn

Les simulations réalisées corroborent les observations :

- Ordre de grandeur des fuites cohérent avec les mesures, avec des augmentations notables en cas de dégradation de l'étanchéité amont (doublement de la débitance), sans toutefois atteindre les valeurs pics observées de 200 l/mn.
- Rabattement de -3 m avec un parement en état d'usure ( $K = 10^{-9}$  m/s) et diminuant à -1.4 m en prenant en compte une dégradation sévère du parement ( $K = 10^{-6}$  m/s) au-dessus de la cote 645 m
- Dans la situation actuelle, ligne piézométrique conduisant à une imbibition du parement aval, sans suintements visibles

Les débits spécifiques en parement aval sont présentés sur les graphes suivants en état actuel et dégradé à RN.

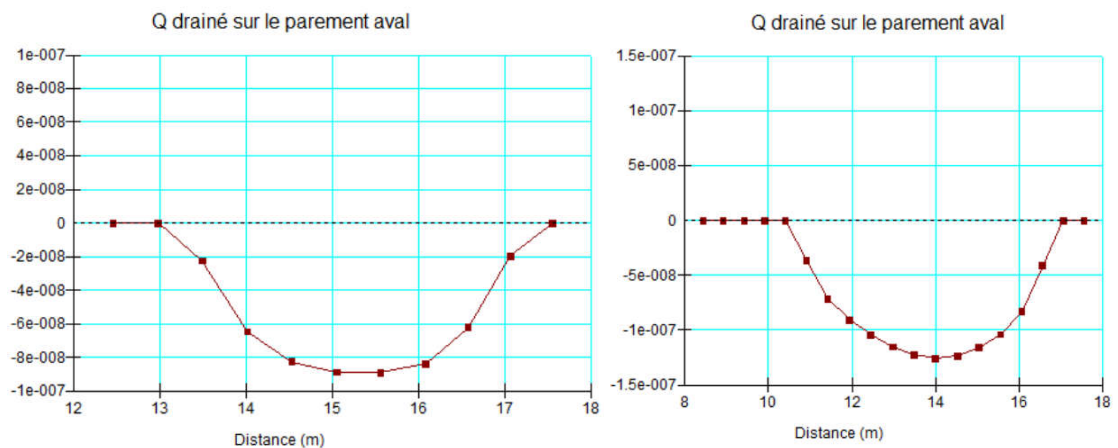


Figure 13 : vitesses d'écoulement à l'exutoire en pied de parement aval. Etat nominal à gauche, état dégradé actuel à droite

Les débits unitaires restent très faibles avec des vitesses d'écoulement de 0.1 µm/s, qui confirment le caractère saturé mais non suintant.

Le gradient hydraulique moyen théorique vaut, à RN dans les conditions nominales :

$$i_{moyen} = \frac{\Delta H}{L} = 6.7/30 = 0.22$$

La modélisation donne quant à elle, à proximité du caniveau de pied :

- 0.33 en état nominal à RN
- 0.65 en état dégradé à RN
- 0.52 en état dégradé et cote abaissée

### 2.2.3 Modélisation numérique des écoulements interne – Etat Projet

Le projet prévoit la mise en place d'un drain de pied pour le rabattement de la ligne piézométrique dans le remblai.

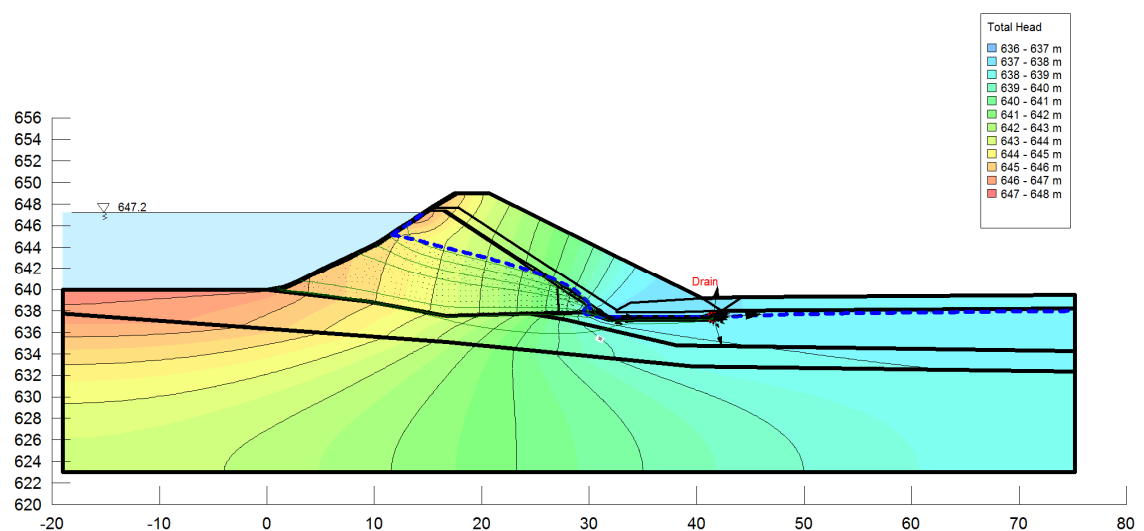


Figure 14 : Ecoulement interne à RN dans l'état projet

Pour l'état projet, intégrant une rehausse du barrage, une légère augmentation du débit drainé est calculée :  $1.4 \cdot 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s/ml contre  $1.2 \cdot 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s/ml aujourd'hui.

Le gradient hydraulique est également en augmentation, du fait du raccourcissement du chemin d'écoulement dans le corps du remblai : 0.88 à RN, contre 0.33 aujourd'hui.

## 2.3 EROSION DE CONDUIT

*« L'érosion de conduit se développe dans les vides des sols plastiques, quelques fois dans les silts non saturés, les sables limoneux ou les graves-sablo-limoneuses, par l'écoulement qui détache les particules des parois du conduit. [...] L'érosion de conduit peut être déclenchée par le tassement de remblais mal compactés, au contact de conduites ou de murs de soutènement. Elle peut être également déclenchée par des trous d'animaux dans les digues ou les petits barrages ou par des racines d'arbres se pourrissant et laissant des trous dans le corps du remblai »*

### 2.3.1 Etat actuel

Les matériaux du barrage d'Echancieux sont argilo-sableux, plastiques, et sont donc susceptibles à l'érosion de conduit.

Des acacias étaient présents et des trous d'animaux ont été repérés, qui peuvent constituer des amorces de conduit, en cas de saturation des horizons correspondants, ce qui est le cas en pied de barrage.

On note toutefois que, sur le parement aval, malgré les gradients obtenus par la modélisation, les débits spécifiques restent très faibles (0.1 à 1  $\mu$ m/s), ce qui n'est pas suffisant pour provoquer l'arrachement des sols cohésifs constitutifs du remblai et de la fondation.

Le remblai présentant une certaine hétérogénéité, les amorces de conduit et résurgences observées doivent faire l'objet d'une surveillance renforcée, notamment sur la présence éventuelle de fines dans les écoulements.

Concernant une érosion de conduit au niveau d'une conduite dans le corps du barrage, aucun signe n'a été observé à ce jour.

**En conclusion pour l'état actuel :** compte tenu de leurs caractéristiques géotechniques, les matériaux du barrage sont susceptibles à l'érosion de conduit. Cependant, les conditions d'écoulement interne, et notamment les faibles vitesses à l'exutoire aval, limitent fortement les risques d'entraînement de matériaux, malgré des gradients significatifs. La présence de singularités (racine, terriers), doit conduire à une surveillance renforcée des résurgences et de leur charge éventuelle en sédiment.

### 2.3.2 Etat projet

Le projet prévoit :

- Purge du parement aval
- Enlèvement du racinaire et des trous de fouisseur,
- Mise en place d'un grillage anti-fouisseur
- Mise en place d'un drain de pied dans un filtre géotextile

Ces dispositions permettent de traiter l'ensemble des singularités observées sur le parement aval. D'autre part, la mise en place d'un drain sur le quart aval de l'ouvrage permet de rabattre la ligne piézométrique, qui ne présente plus d'exutoire à surface libre.

Pour les conduites prolongées et la nouvelle conduite de vidange :

- un piézomètre à proximité de la nouvelle vidange va être réalisé, permettant d'analyser le comportement de la ligne piézométrique de la zone,
- la mise en place de cette conduite va être soignée avec de nombreux contrôles,
- la moitié aval de cette conduite sera enrobée dans du béton,
- le débit des fuites en pied de barrage sera mesuré permettant d'alerter éventuellement sur la présence de fines ou une augmentation particulière du débit.

Au vu de ces éléments, le risque d'une érosion de conduit est donc traité par les dispositions constructives retenues et présentées dans le mémoire principal de PRO.

Le barrage en situation projet **n'est donc pas sensible à l'érosion de conduit.**

## 2.4 EROSION DE CONTACT

« L'érosion de contact correspond à un entraînement de particules d'un sol fin le long de son contact avec un sol grossier par l'écoulement traversant le sol grossier.

Deux conditions sont nécessaires à l'initiation de l'érosion de contact :

- Condition géométrique : les vides de la couche grossière doivent être suffisamment importants pour permettre le passage des particules fines.
- La vitesse d'écoulement doit être suffisante pour détacher et transporter les particules. »

En pratique, on vérifie que les couches de matériaux en contact vérifient un critère de filtre. La condition hydraulique devient prépondérante lorsque l'écart granulométrique devient fort, selon le tableau suivant.

	———— Grading ratio $D_{15}/d_{85}$ ———→				
Brauns (1985) soil with $n=0.4$	Geometrical condition	7.5	Geometrical and Hydraulic condition	25	Hydraulic condition
Wörman (1992) soil with $D_{15}=0.88D_H$				14.6	
Den Adel (1994) soil with $d_{85}=d_{50}/0.9$		8.1		11.7	

Note :  $D_{15}$  est la dimension de la particule du sol grossier pour laquelle 15 % du sol est plus fin ;  $d_{85}$  est la dimension de la particule de sol fin pour laquelle 85 % du sol est plus fin.  $n$  est la porosité. Pour  $D_H$  voir plus loin dans la section 5.3.2.

Figure 15 : conditions géométriques et hydrauliques déterminant l'érosion de contact (ICOLD)

### 2.4.1 Etat actuel

Comme souligné précédemment, tous les horizons rencontrés dans le barrage et sa fondation sont bien gradués.

Le graphique suivant montre que le  $d_{85}$  des échantillons varie de 2 à 30 mm, tandis que le  $D_{15}$  est compris entre 0.001 et 0.3 mm.

La condition de contact la plus sévère entre deux échantillons remplit donc la condition géométrique de filtre, avec  $D_{15}/d_{85} = 0.3/2 = 0.15$ .

De plus, la vitesse d'écoulement est faible : 10-5 m/s.

**En conclusion pour l'état actuel :** Le barrage n'est pas sensible à l'érosion de contact. Actuellement les eaux provenant des fuites du barrage sont régulièrement suivies et apparaissent claires. Il n'y a donc pas de matériaux entraînés.

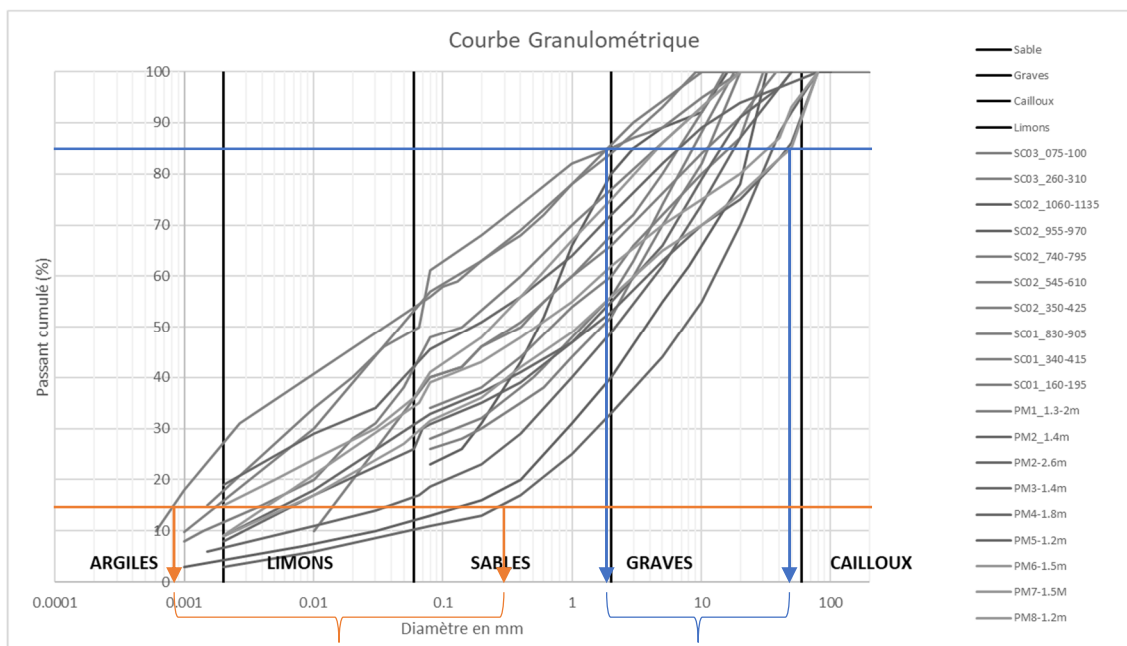


Figure 16 : Erosion de contact : illustration des conditions de filtre : gamme D15 en orange, gamme d85 en bleu

## 2.4.2 Etat projet

Le projet introduit un horizon drainant en pied de recharge, qui constituera une nouvelle interface entre un matériau grossier calibré et les matériaux fins de la recharge et du remblai actuel.

Compte tenu de l'hétérogénéité des matériaux en place, des matériaux d'apport, et des perméabilités visées pour le drain, l'interface sera gérée par un géotextile encapsulant le drain.

La nouvelle interface entre les matériaux de recharge et le remblai existant satisfera la condition géométrique de filtre, les matériaux prélevés étant inclus dans les fuseaux granulométriques de la Figure 16.

Le projet présente donc un point de vigilance vis-à-vis du contact entre le drain et les matériaux fins adjacents, qui sera traité par une disposition constructive adéquate.

## 2.5 EROSION DE SUFFUSION

### 2.5.1 Introduction des critères de sensibilité

«La suffusion se produit lorsque les fines particules d'un sol sont transportées par l'écoulement à travers les pores de ses particules plus grossières. ».<sup>1</sup>

La suffusion désigne le phénomène d'entraînement des particules fines non structurales (élément de sol qui ne participe pas à la reprise des contraintes effectives) du squelette. Pour qu'il y ait suffusion il faut qu'il y ait transport des particules fines par écoulement, laissant place aux particules plus grossières du squelette.

<sup>1</sup> Extrait du bulletin 164 : L'érosion interne dans les digues, barrages existants et leurs fondations de la CIGB-2017.

Le phénomène se développe préférentiellement dans les matériaux non cohésifs, peu plastiques, et présentant des teneurs en fines suffisamment faibles pour que ces dernières ne constituent pas une matrice continue.

Ce transport de particules conduit à une augmentation de la perméabilité localement, à des vitesses d'infiltrations plus importantes ce qui peut potentiellement engendrer des gradients hydrauliques plus élevés. La portion de particules fines érodées et transportées s'accumule en partie aval de la digue. Cette accumulation engendre une ségrégation de la granulométrie, pouvant aboutir à un colmatage de la partie aval et donc causer des risques de claquage hydraulique.

La suffusion se produit dans des sols non autofiltrants, sans cohésion, peu plastiques, présentant des teneurs en fines suffisamment faibles pour que ces dernières ne constituent pas une matrice continue, ou dont la granulométrie présente une discontinuité dans la partition des éléments fins et grossiers (double distribution granulométrique).

Toutefois, pour qu'il y ait transport des particules fines, il est également nécessaire que le gradient hydraulique soit élevé dans la couche de sol concernée. La prise en compte de cet aléa de rupture passe donc par l'étude du caractère suffusif d'un matériau et par le gradient hydraulique.

Il existe de nombreuses approches pour quantifier le caractère suffusif d'un sol, basées sur des travaux empiriques aux domaines de validité étroits. Les approches utilisées ci-dessous méthodes les plus couramment utilisés, à savoir celles de Kenney and Lau (1985), Wan&Fell (2004), Kezdi (1979) et Burenkova (1993).

Le caractère suffusif est étudié en plusieurs étapes :

- Etape 1 : Analyse des caractéristiques géotechniques générales des matériaux, considérés non-suffusif si :
  - Cohésion non nulle
  - Pourcentages de fines > 35%,
  - Argilosité > 10%
  - Indice de plasticité > 7
  - Comparaison des courbes granulométriques avec les courbes de référence de la littérature
- Etape 2 : Analyse des critères de stabilité ou instabilité pour les échantillons douteux

Ces critères sont présentés ci-dessous.

#### a) **Kenney and Lau (1985)**

La méthode Kenney and Lau (1985) se base sur la fraction massique de sol d'un diamètre  $D$  (mesurée sur les courbes granulométriques) nommée  $F$ , en fonction de  $H$  la fraction massique comprise entre  $D$  et  $4D$ . Pour qu'il y ait une instabilité granulométrique, il faut que la proportion  $H$  soit inférieure à  $F$ , ce qui signifie que la proportion de fine est n'est pas suffisante et sensiblement détachable. Un matériau est considéré instable ou partiellement instable dès lors que la courbe de répartition ( $F ; H$ ) est en dessous du critère de Kenney and Lau, à savoir la courbe  $H=F$ , dans l'intervalle  $0 < F < X$ . Dans le cas des sols où la granulométrie est étendue  $X = 20\%$ , alors que pour les granulométries serrées  $X=30\%$ . Cette loi n'est valable que lorsque la proportion de passant au tamis  $80 \mu\text{m}$  est inférieure à  $5\%$ .

**NOTA** : L'étendue d'une granulométrie se définit par le rapport entre le diamètre des grains pour une fraction de sol égale à  $10\%$  et le diamètre des grains pour une fraction de sol égale à  $60\%$ , soit  $C_u = D_{10}/D_{60}$ . Lorsque  $C_u$  est supérieur à 3 on parle de granulométrie étendue, au contraire lorsque ce rapport est inférieur à 3 la granulométrie est dite serrée

## b) Kezdi

Kezdi propose de séparer la distribution de la taille des grains en deux parties : la partie du squelette (particules grossières participant à la reprise des contraintes effectives) et la partie fine associée au critère filtrant défini par Terzaghi comme ci-dessous :

$$D_{15} \leq 4 \cdot D_{85}$$

Avec :  $D_{15}$  le diamètre de grain pour laquelle 15% de la masse de l'échantillon est plus petite que l'ouverture du tamis, et  $D_{85}$  le diamètre de grain pour laquelle 85% de la masse de l'échantillon est plus petite que l'ouverture du tamis.

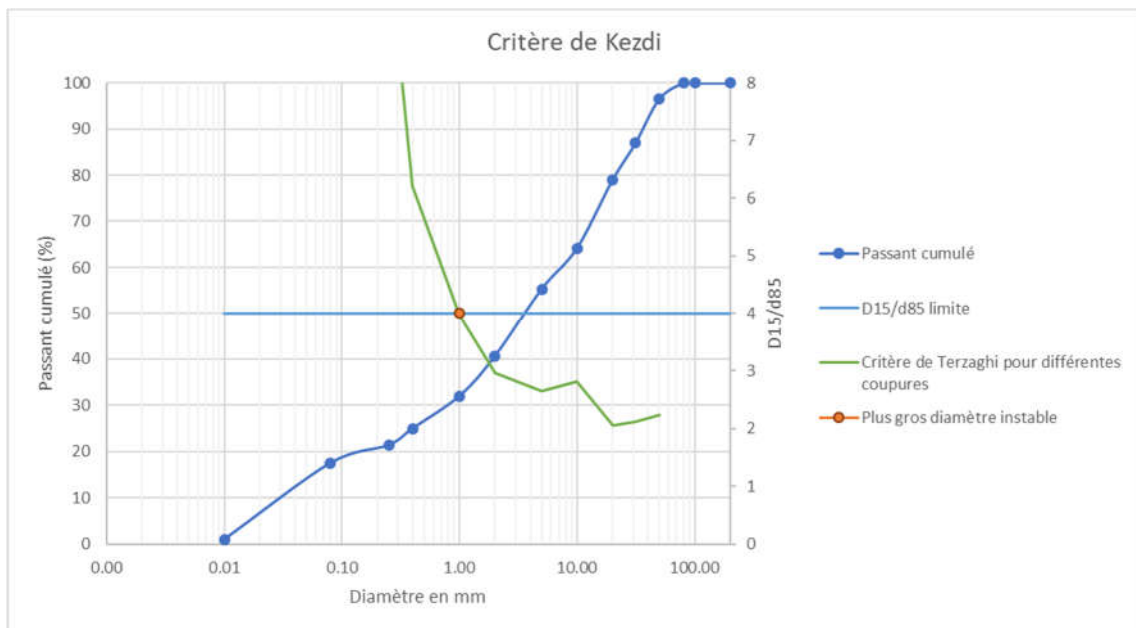


Figure 17 : lorsque le critère de Terzaghi est au-dessus de la limite  $D_{15}/D_{85}$ , la granulométrie est instable selon la méthode de Kezdi. Cette méthode permet également de déterminer la taille du plus gros grain instable (point orange).

Une corrélation a été faite entre ces deux premières méthodes puisque l'une comme l'autre se caractérise par l'étude de la fraction de particules fines par rapport à la portion plus grossières. De cette manière il est possible d'exprimer l'inégalité de Kezdi dans le repère F ; H de Kenney and Lau.

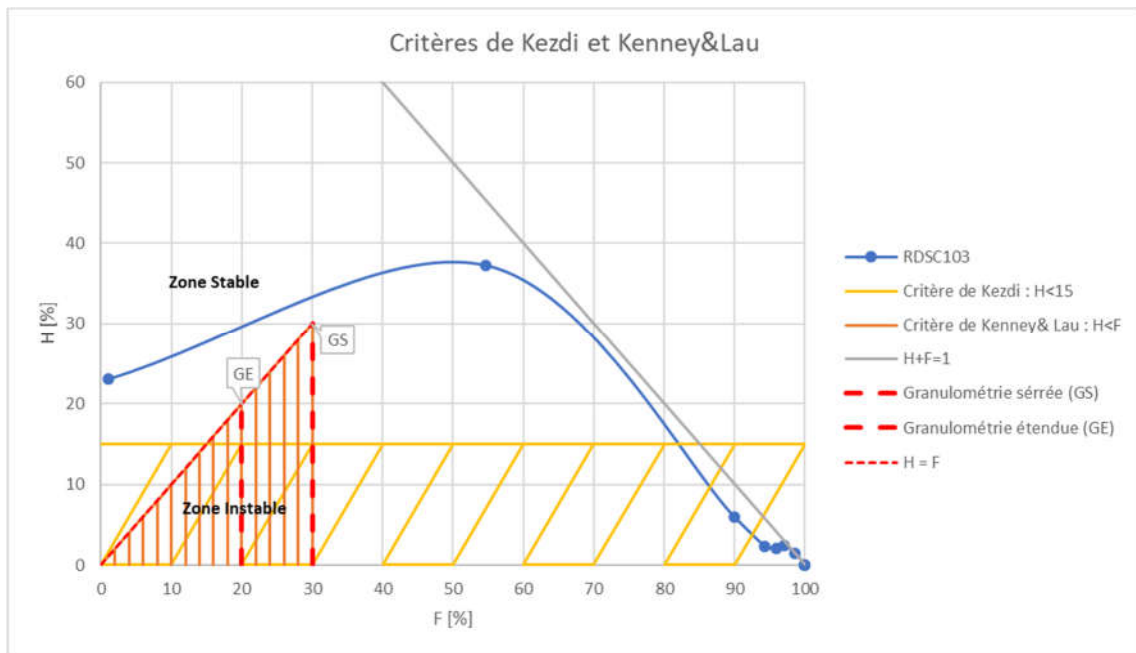


Figure 18 : graphique représentant les proportions F et H en fonction des critères d'instabilité de Kenney and Lau (rouge) et Kezdi (jaune).

Chaque point bleu présente la proportion F et H pour un diamètre d'ouverture au tamis donné. La granulométrie est dite stable lorsque les proportions H et F ne sont pas comprises dans les intervalles suivants :

- ☐  $H < 15\%$ , critère de Kezdi (en jaune sur la figure ci-dessus) ;
- ☐  $H < F < X$ , critère de Kenney and Lau (en rouge sur la figure ci-dessus) ;

Cette corrélation entre les deux méthodes permet d'avoir un aperçu plus global de la stabilité d'un matériau pour différents diamètres de tamis. Au-delà de  $F=30\%$  les particules de sols sont suffisamment grossières et ne peuvent être détachables du squelette. Il convient donc de s'intéresser à la fraction de fines comprises dans l'intervalle  $X \in [0 ; 20 \text{ ou } 30] \%$ .

**NOTA** : Comme le suggère la figure ci-dessus, les critères de Kenney and Lau et Kezdi convergent en un même point pour la fraction  $F=15\%$ . Des études comparatives entre les deux méthodes ont mis en évidence que la méthode de Kezdi s'avère plus conservative pour les fractions  $F < 15\%$ . A l'inverse, Kenney and Lau serait plus fiable pour des fraction  $F > 15\%$ .

## 2.5.2 Etape 1 : Analyse des caractéristiques géotechniques générales

Les résultats des essais présentés Figure 6Figure 6 montrent que peu d'horizons sont potentiellement suffusifs.

Sondage	Localisation	Description du prélèvement	C kPa	Fines <80µm %	argile <2µm %	Indice de Plasticité é
SC02_740-795	Remblai	Limono-argileux beige à caillou, mou, saturé	0	26		
PM2-2.6m	Pied aval centre	Sables argileux et graviers, cailloux, gris-bleu, gorgés d'eau		10.9	2.8	-

### 2.5.3 Etape 2 : comparaison aux courbes de références

Les fuseaux granulométriques sont comparés aux échantillons testés par Wan&Fell et Kenney& Lau, et diagnostiqués comme suffusifs.

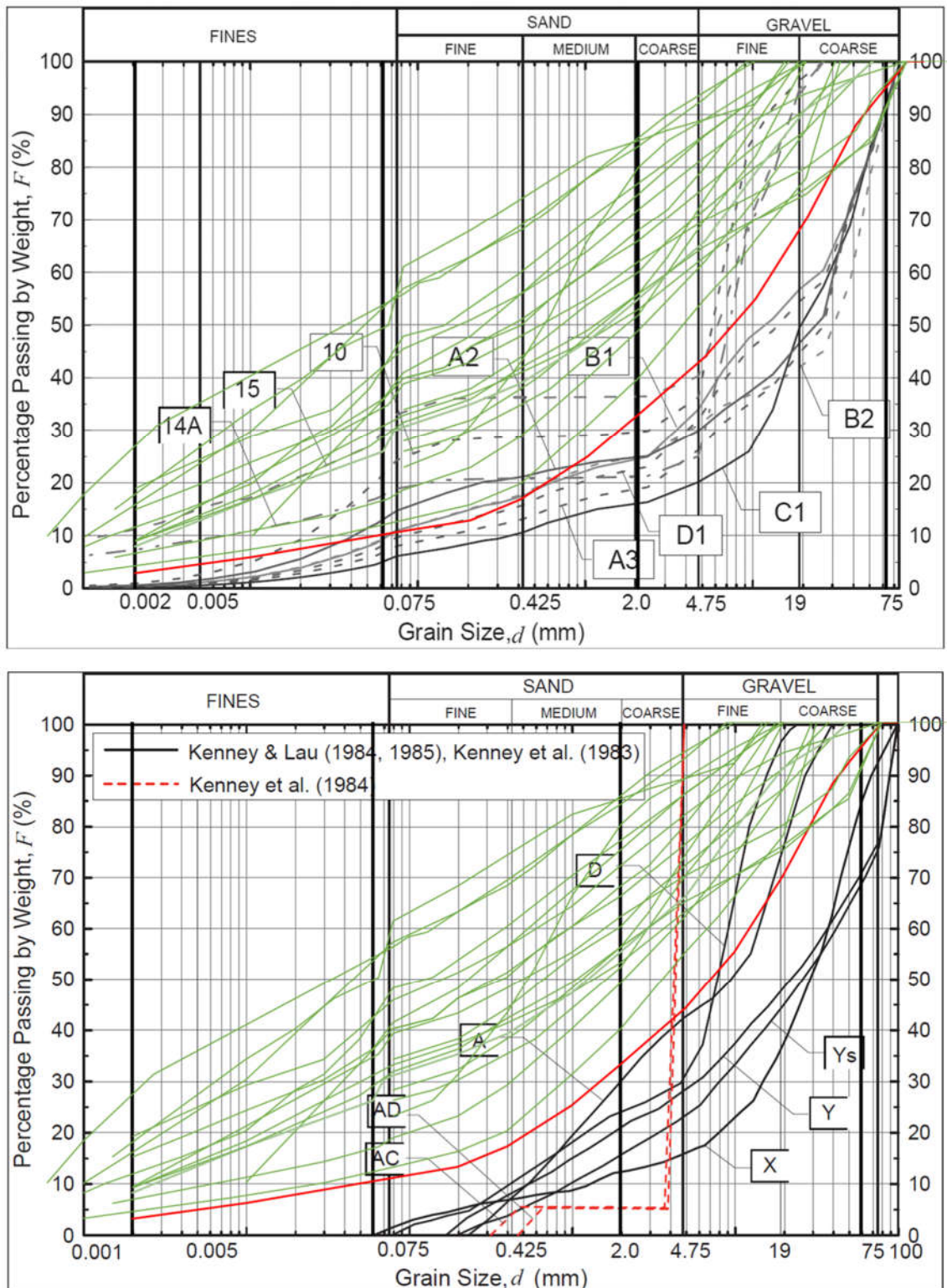


Figure 19 : Courbes de références SUFFUSIVES de Wan&Fell (2007) en haut et Kenney & Lau (1984), en bas

On observe qu'aucun échantillon ne suit les caractéristiques des courbes empiriques établis par ces auteurs, à l'exception du prélèvement PM2-2.6m, pouvant être considéré comme douteux et figuré en rouge sur les graphes.

La comparaison avec les fuseaux de courbes diagnostiqués comme stables par Kenney&lau est présentée figure suivante.

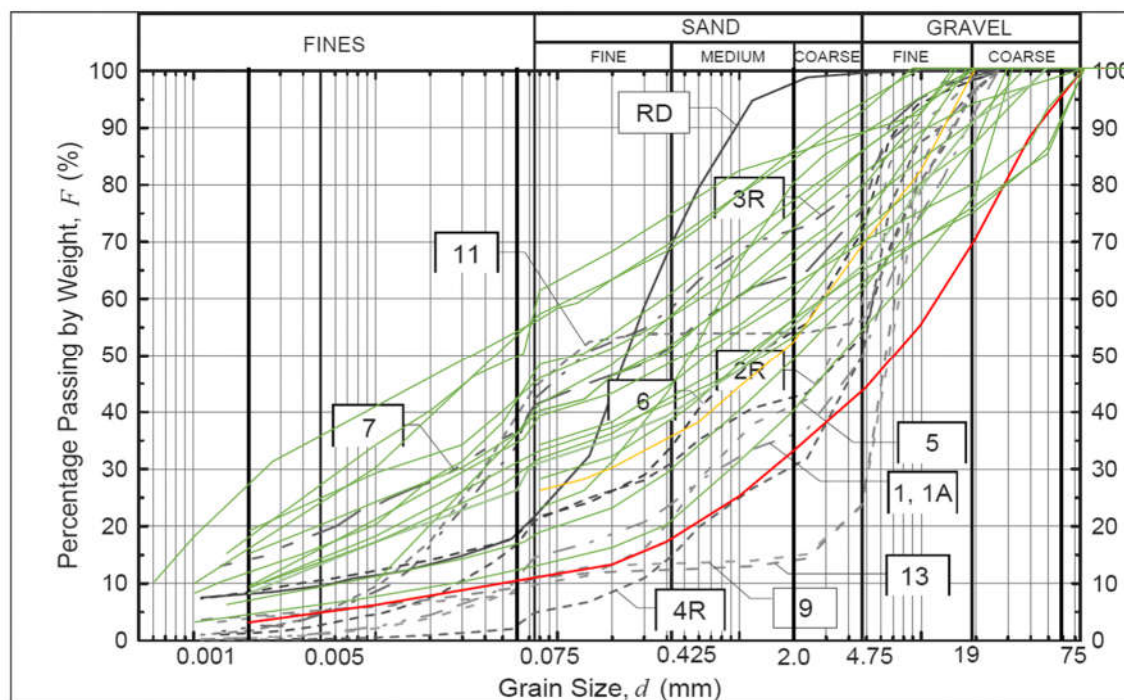


Figure 20 : Courbes de références NON SUFFUSIVES de Kenney & Lau (1984)

Sur ces courbes :

- L'échantillon PM2-2.6m, tracé en rouge, se superpose assez bien avec les échantillons stables, sauf pour la portion grossière de la courbe
- L'échantillon SC02\_740-795, tracé en jaune, se superpose bien aux courbes de références des matériaux non suffusifs.

#### 2.5.4 Etape 2 : vérification des critères de suffusivité

On vérifie sur la figure suivante, pour l'échantillon PM2-2.6m, le critère de Kezdi sur la fraction sablo-graveleuse de l'échantillon s'écartant de la courbe de référence.

On observe que la fraction grossière de l'échantillon présente une granulométrie auto-filtrante selon Terzaghi, quel que soit le diamètre de coupure retenu au-dessus de 1 mm. Il n'y a donc pas de risque de suffusion des sables dans cet échantillon.

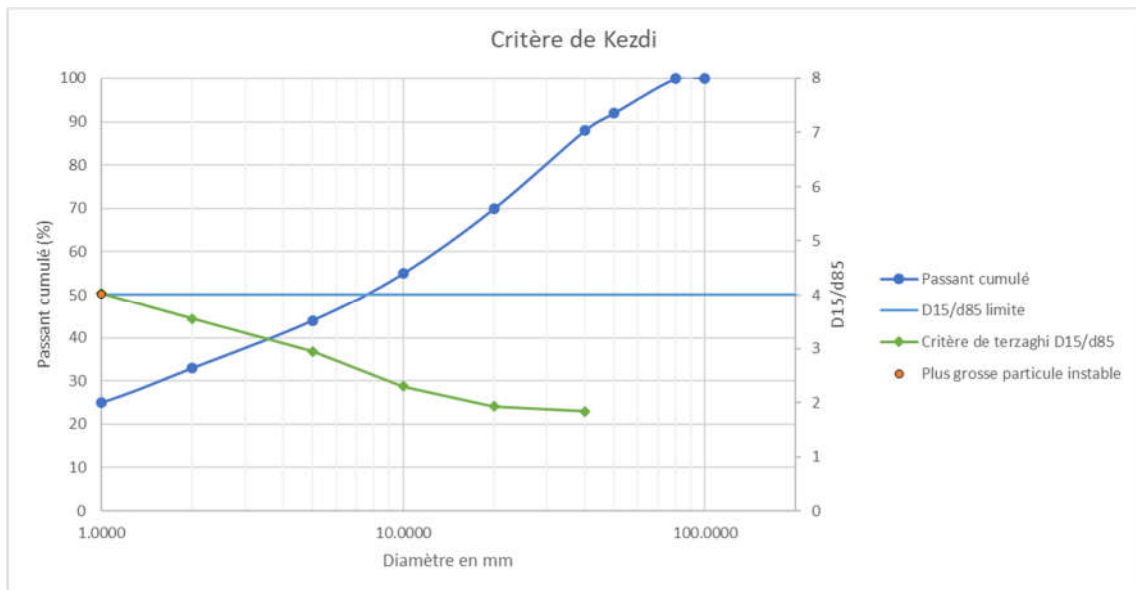


Figure 21 : critère de Kezdi pour l'échantillon PM2-2.6m

### 2.5.5 Conclusion sur la suffusion

En définitive, les matériaux sont **jugés non sensibles à la suffusion**.

## 2.6 EROSION REGRESSIVE

« L'érosion régressive se produit dans les sols fins non plastiques. Elle se développe principalement dans la fondation mais peut également se produire à l'intérieur des remblais.

Ce phénomène d'érosion commence à partir d'une surface libre présente sur la face aval d'un barrage ou d'une digue, dans un fossé, ou issue du claquage hydraulique d'une couverture moins perméable.

Trois processus sont distingués :

- L'érosion régressive dans une fondation sableuse
- L'érosion régressive globale
- L'érosion régressive conduisant au déchaussement du pied aval, dans les barrages en enrochement, gravier, silt ou sable ».

### 2.6.1 Erosion régressive en fondation sableuse

Dans notre cas, l'ouvrage est un barrage en remblai argilo-sableux, dont les perméabilités sont entre 1 et 1000 fois plus fortes que celles de la fondation.

Le processus d'érosion régressive en fondation sableuse et par déchaussement du pied aval est donc écarté.

### 2.6.2 Erosion régressive globale

« Pour que l'érosion régressive globale se produise dans un barrage, les conditions suivantes doivent être réunies :

- Le sol saturé où se développe le conduit doit être sans cohésion
- Présente d'une surface libre sur la face aval
- Pour les barrages à noyau : le noyau ou certaines couches du noyau doivent former un toit. »

En pratique, pour des valeurs de gradients hydrauliques rencontrés usuellement (inférieurs à 5) les matériaux suivants sont considérés comme non sensibles à l'érosion régressive :

- Les sols cohésifs
- Les sols avec un Indice de Plasticité > 7

Les situations particulièrement sensibles sont les barrages en sables fin ou moyen avec un coefficient d'uniformité faible ( $C_u < 3$ ).

## a) Etat actuel

D'après le dossier d'ouvrage, le barrage n'est pas doté de drains, l'exutoire des lignes d'écoulements interne est donc le parement aval et le fossé de drainage, qui constitue une surface libre susceptible d'initier l'érosion régressive.

Les matériaux du remblai sont majoritairement (cf. Figure 6) des argilo-sableux plastiques et présentant une cohésion, ils sont donc peu sensibles à l'érosion régressive.

Les écoulements en pied d'ouvrage sont tangents à la surface libre et avec des débits spécifiques restant très faibles :  $1.10^{-7}$  m/s.

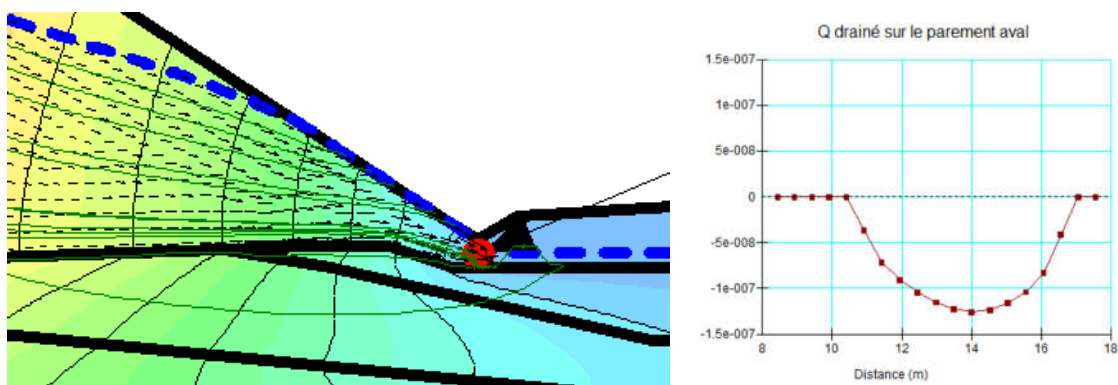


Figure 22 : caractéristiques de l'écoulement à l'exutoire parement aval

Les gradients calculés sont significatifs : 0.62 en situation avec parement dégradé. Cette valeur est proche des gradients critiques d'érosion régressive fournies par le CIGB.

LANE		LAUTRIN (2002)		METHODE RUSSE (CIGB)			
Type de sol	Gradient	Nature du sol	C (valeur maximale)	Valeurs des gradients hydrauliques critiques moyens $J_{cr}$			
sable très fin ou silt	1/25,5	Sable très fin ou silt	8,5	Sol	Tapis	franchis / moyen	Corps du barrage
sable fin	1/21	Sable fin	7	Argile, grave argileuse	15	12	8,2
sable moyen	1/18	Sable moyen	6	Argile sableuse	10	8	4-1,5
Sable grossier	1/15	Sable grossier	5	Sable argileux	3	2	2,4
gravette ou grave sableuse	-	Gravier fin	4	Sable de taille moyen	-	-	1
grave moyenne	1/10,5	Gravier moyen	3,5	Sable fin	-	-	0,75
Grave grossière	1/9	Gravier grossier et pierres	3	Tableau 16			
galets, grave et sable	-	Galets, pierres et graviers	2,5	Valeurs de $J_{cr}$ pour les sols des fondations			
Argile	1/6 à 1/9	Argiles	2	Type de sol	Gradient hydraulique critique moyen calculé		
		Argiles raides	1,8	Sable fin	0,32		
				Sable moyennement grossier	0,42		
				Sable grossier	0,60		
				Argile sableuse	0,80		
				Limon	1,35		
				Argile	1,35		
i cr	0.17	i cr	0.17	i cr	de 0.6 à 2		

Le gradient critique peut également être estimé par la formule de Terzaghi, qui donne le gradient critique vis-à-vis de la boulangerie en fonction de la porosité du matériau et de la masse volumique des grains.

$$i_T = (1 - n) \cdot \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)$$

Nous disposons de différents essais en laboratoire effectués en 2008 pour caractériser le remblai du barrage, donnant tous un poids volumique des grains solides de 27 kN/m<sup>3</sup>, on remonte donc

ainsi à un indice des vides puisque  $\gamma_s = (1 + e) \cdot \gamma_d$ , soit  $e = 0.46$  en moyenne (les valeurs données de  $\gamma_d$  sont 18.7, 18.5, 19.6 et 17.2 kN/m<sup>3</sup>).

**Le gradient critique théorique** ainsi estimé par cette approche est de  $i_T = \left( 1 - \frac{e}{1+e} \right) \cdot \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) = 1.16$ .

Compte tenu des vitesses très faibles de résurgence et de la nature des matériaux, le risque d'érosion régressive est jugé faible dans l'ouvrage actuel. Il pourrait toutefois être rencontré très localement dans des secteurs moins plastiques ou moins cohésifs.

## b) Etat projet

A l'état projet, le drainage de l'ouvrage ne s'effectue plus sur une surface libre de suintement mais dans le tapis drainant.

Il n'y a donc pas de risque d'érosion régressive globale.

### 2.6.3 Erosion régressive par soulèvement aval

Le soulèvement hydraulique est un état-limite d'initiation de l'érosion régressive correspondant à une pression interstitielle excessive sous une couche peu perméable du remblai, en pied aval de l'ouvrage.

#### Claquage hydraulique ou soulèvement aval

La condition d'état-limite s'écrit :  $\gamma_u u < \gamma_m \sigma_v$

Situation...	Coefficient partiel $\gamma_m$ sur le poids du sol	Coefficient partiel sur la pression d'eau $\gamma_u$
normale d'exploitation	0.90	1.2
rare de crue	0.90	1.2
transitoire ou rare	0.90	1.2
exceptionnelle de crue (PHE)	0.90	1.2
extrêmes de crue, sismique ou autres	1	1.1

Tableau 4.5 – Coefficients partiels – ELU de soulèvement hydraulique

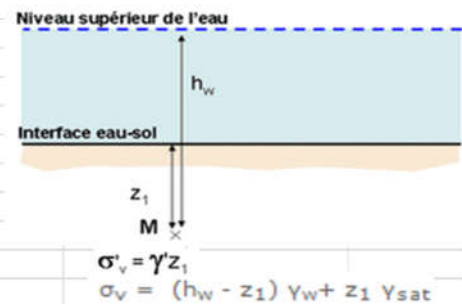


Figure 23 : coefficients de sécurité et notations associées à l'état limite

## a) Etat actuel

Notre ouvrage ne comporte pas de couches drainantes sous le remblai, nous vérifions donc cette condition à une épaisseur de 0.5 m sous la surface libre en pied aval.

hauteur d'eau en aval (sur M)	hw	0.0 m
u limite	7.07 kPa	
soit	0.71 mCe	, valeur prenant en compte les coefficients de sécurité CFBR

La pression interstitielle calculée en pied d'ouvrage est présentée sur le graphe suivant : elle vaut au maximum **5.2 kPa**.

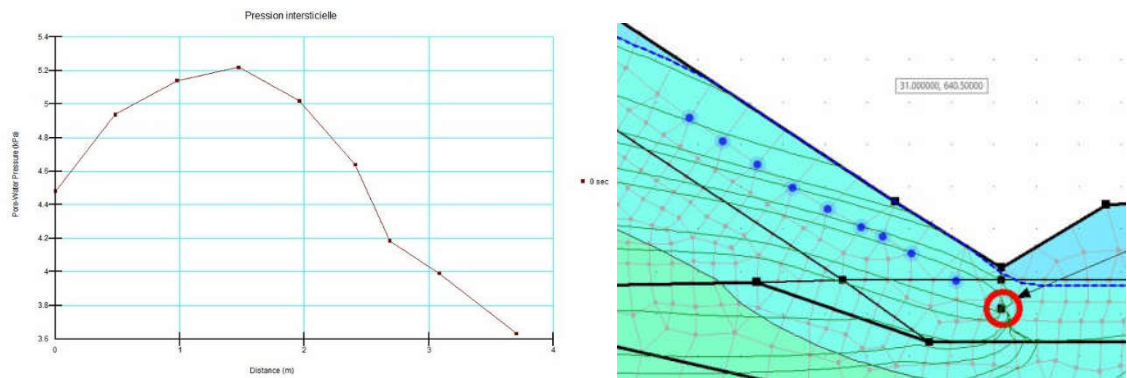


Figure 24 : Calcul de la pression interstitielle sous le pied aval

L'ouvrage est donc justifié par rapport au risque de soulèvement aval.

## b) Etat projet

A l'état projet, le drain de pied rabat la pression interstitielle, ce qui traite le risque de soulèvement aval.

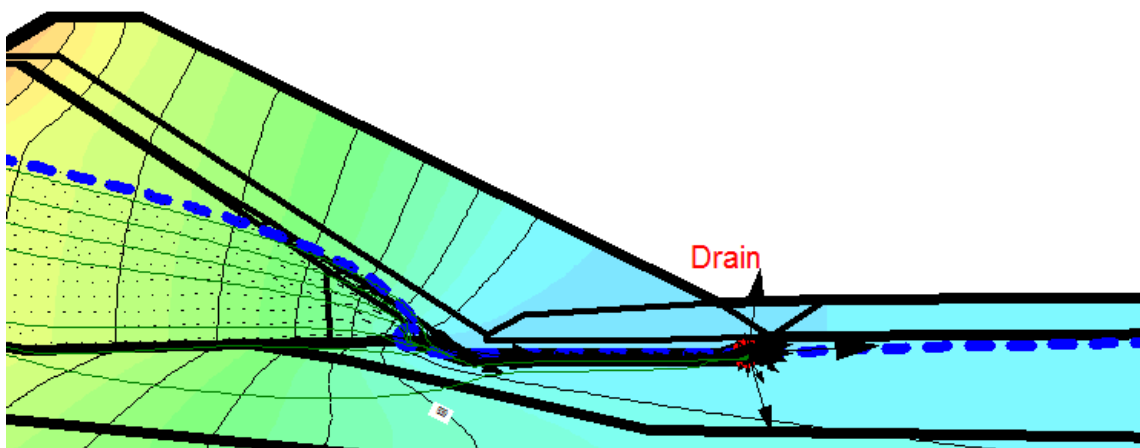


Figure 25 : effet du drain sur la pression interstitielle en pied aval - Etat Projet

### 3 STABILITE AU GLISSEMENT

#### 3.1 RAPPEL DES ELEMENTS DE DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE DISPONIBLES

Le diagnostic antérieur de SAFEGE en 2008, présentait deux calculs de stabilité du parement aval :

- L'un dans des conditions de drainage et d'étanchéité idéales
- L'autre dans des conditions dégradées, correspondant à une situation de piézométrie haute dans l'ouvrage.

Les figures suivantes présentent les résultats de calcul.

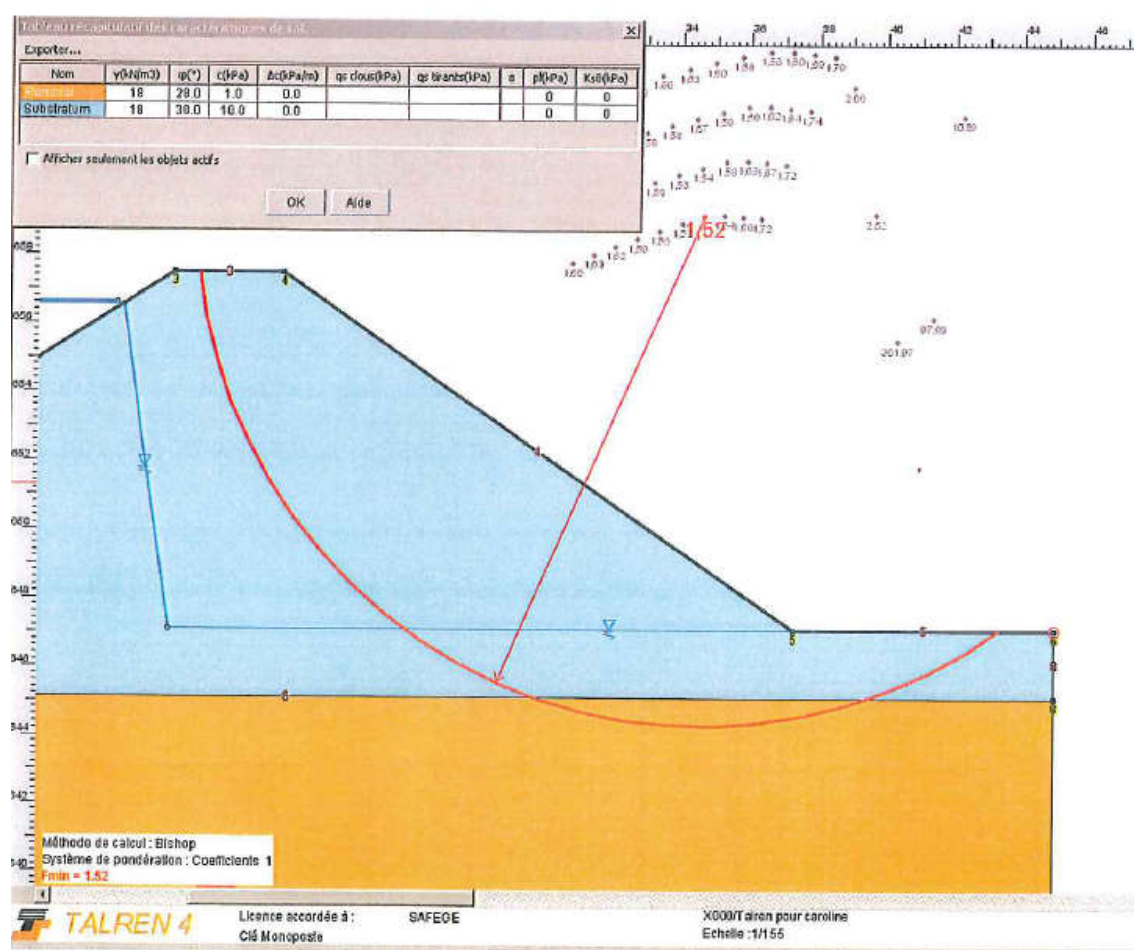


Figure 26 : cas idéal : FS = 1.52

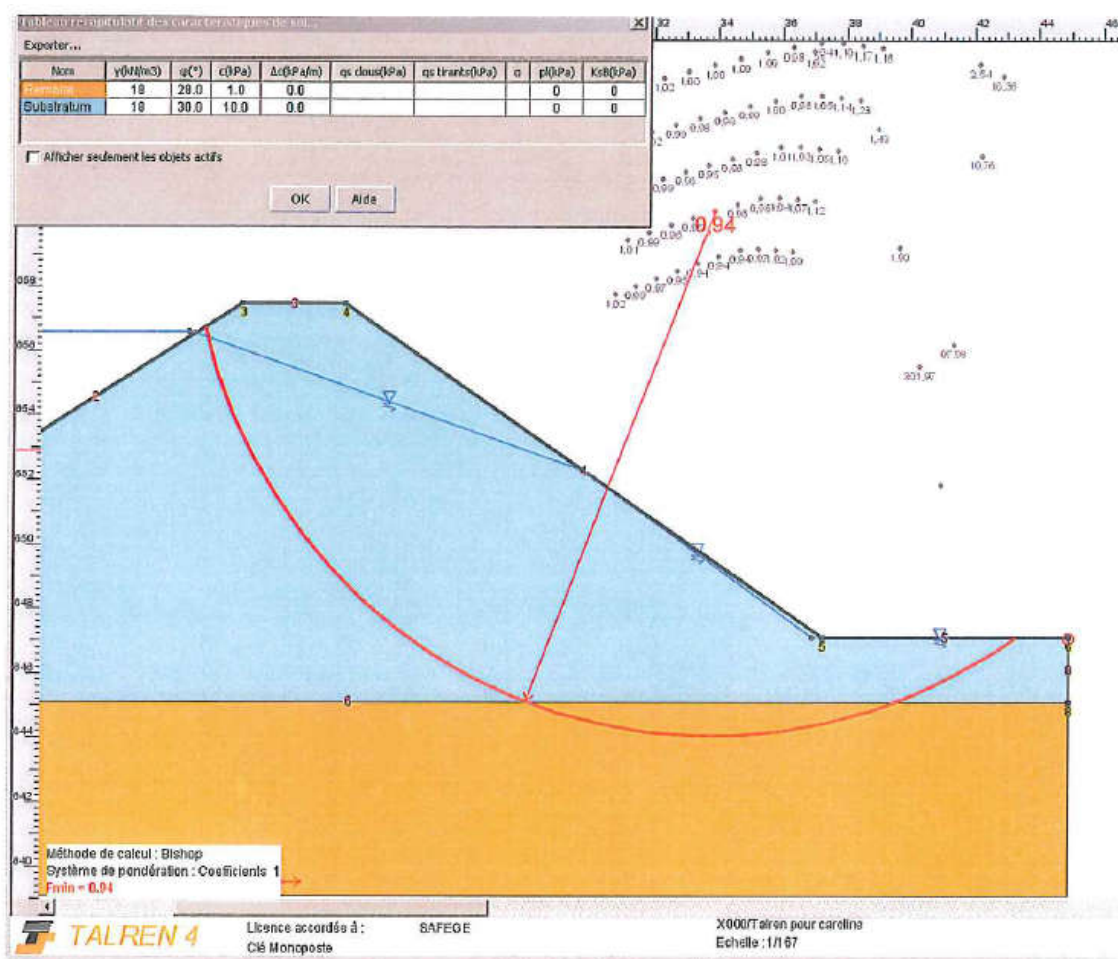


Figure 27 : conditions de mauvais drainage et mauvaise étanchéité amont :  $FS < 1$  = rupture

Le rapport concluait donc à l'importance d'assurer le drainage et l'étanchéité du parement amont.

Au terme d'une campagne de sondage géotechniques menés en 2009, le diagnostic fut complété comme suit :

- Sur les 3 sondages de reconnaissances réalisés (2 carottés et 1 destructif), l'un atteignit le substratum rocheux de fondation à -12 m sous la crête
- Les horizons rencontrés sont très hétérogènes et répartis de façon très aléatoires en cotes

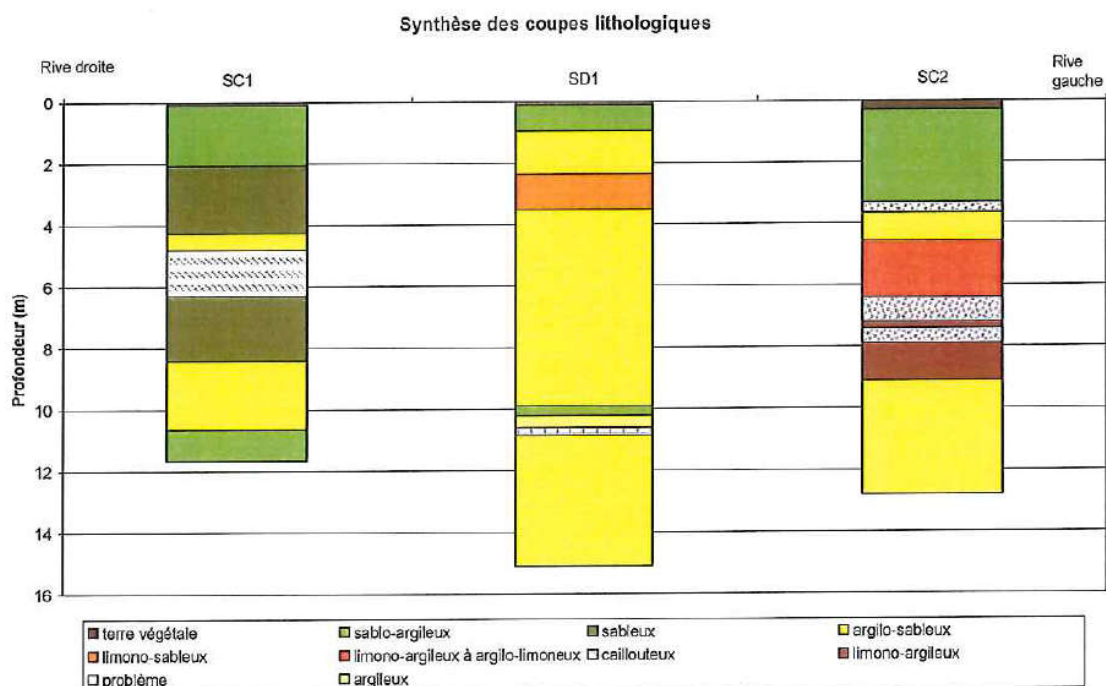


Figure 28 : interprétation des sondages de 2009, extrait de [12]

- la cote de fondation du masque amont n'a pu être repérée. Elle reste incertaine et ne permet pas une analyse précise de son efficacité en partie basse. Peut-être est-il prolongé par un masque argileux étanche en fond de retenue.
- L'hétérogénéité en nature se retrouve également sur les caractéristiques hydrauliques du remblai, avec des perméabilités s'échelonnant de  $10^{-6}$  m/s à 10-10 m/s.

Le diagnostic complémentaire de 2009 conclue à un corps de remblai probablement constitué avec les matériaux issus des versants, mis en œuvre sans conditions spécifiques de compactage, de tri et de sélection des matériaux.

En l'absence de dispositif de drainage, la stabilité de l'ouvrage dans son état actuel repose quasi-exclusivement sur l'étanchéité et la stabilité du masque amont béton.

## 3.2 RECONNAISSANCES ET CALCULS 2019 (MISSION EXTERNE G2-AVP PAR HYDROGÉOTECHNIQUE)

### 3.2.1 Calculs

Rappelons que les modes de rupture des barrages en remblai sont les suivants :

- Glissement du talus aval
- Surverse
- Erosion interne
- Glissement du talus amont

Nous retenons des missions d'étude antérieures que le remblai est très hétérogène. Par ailleurs, les calculs réalisés avec des hypothèses jugées sévères par les auteurs, confirment la stabilité géotechnique du parement aval avec des facteurs globaux proches de 1.5, ce qui est satisfaisant.

Ainsi, le **risque de glissement du talus aval** nous semble correctement appréhendé avec les éléments actuels. Il reste que les barrages doivent offrir des garanties de stabilité selon les règlements de calculs récents, ces derniers étant plus sévères que les calculs conduits en 2009.

## a) Hypothèses de calculs

La coupe de plus grande hauteur du barrage a été considérée.

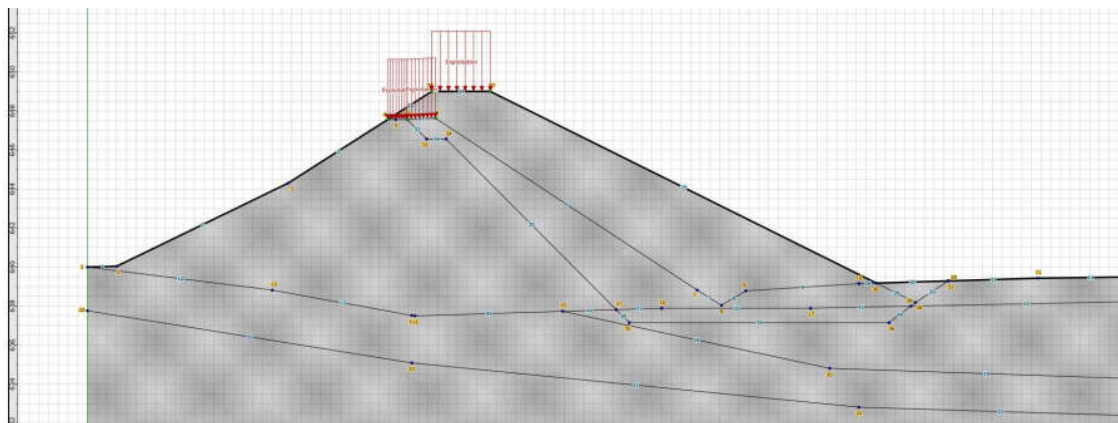


Figure 29 : géométrie considérée et charges

### Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques suivantes sont prises en compte pour les différentes couches :

Matériaux	Angle de frottement (°)	Cohesion (MPa)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )
Remblais			19
Alluvions grossières	37	0	19
Substratum altéré	30	20	20
Substratum	50	50	22
Remblais de recharge	35	5	19

L'angle de frottement et la cohésion du remblai sont calculés à rebours pour la situation de crue rare en état actuel, en cherchant un coefficient de sécurité à 1.0.

## b) Facteurs partiels

Selon les recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, CFBR, octobre 2015, les facteurs partiels à prendre en compte sont :

Situations	Coefficient partiel $\gamma_m$ sur $c'$ et $\tan \phi'$	Coefficient partiel $\gamma_m$ sur le poids volumique	Coefficient de modèle $\gamma_d$
normale d'exploitation	1,25	1	1,2
rare de crue	1,2	1	1,2
transitoire ou rare	1,1	1	1,2
exceptionnelle de crue (PHE)	1,1	1	1,2
extrêmes de crue, sismique ou autres	1	1	1,1

Les combinaisons à considérer dans les calculs sont les suivantes :

### **ETAT ACTUEL**

Situation	Situation	Talus amont	Talus aval	Coeff sur c' et tan Phi'	Coeff de modèle
Normale d'exploitation	RN = 646.77	NC	A calculer en régime permanent	1.25	1.2
Transitoire de construction	NC	NC	NC	1.1	1.2
Transitoire ou rare	Vidange rapide	A calculer : vidange en 68h après saturation à RN (limnigramme transmis)	NC	1.1	1.2
Rare de crue	Q1000 Zeau = Zcrete = 647.81	NC	A calculer après saturation à RN Tps de montée : 5h Tps de descente : 10h	1.2	1.2
Exceptionnelle de crue (cote de sûreté)	NC	NC	NC	1.1	1.2
Extrême de crue Cote de danger	NC	NC	NC	1	1.1
Extrême sismique	RN (=646.77) + séisme	NC	A calculer en régime permanent	1	1.1

### **ETAT PROJET**

Situation	Situation	Talus amont	Talus aval	Coeff sur c' et tan Phi'	Coeff de modèle
Normale d'exploitation	RN = 647.20	NC	A calculer en régime permanent	1.25	1.2
Transitoire de construction	Crue 50 ans pendant terrassements = 646.00	A calculer (condition initiale : barrage vide) Tps de montée : 5h Tps de descente : 10h	A calculer (condition initiale : barrage vide) Tps de montée : 5h Tps de descente : 10h	1.1	1.2
Transitoire ou rare	Vidange rapide	A calculer : vidange en 14h après saturation à RN (limnigramme transmis)	NC	1.1	1.2
Rare de crue	Q1 000 = 648.00	NC	A calculer après saturation à RN Tps de montée : 5h Tps de descente : 10h	1.2	1.2
Exceptionnelle de crue (cote de sûreté)	Q10 000 = 648.20	NC	A calculer après saturation à RN Tps de montée : 5h Tps de descente : 10h	1.1	1.2
Extrême de crue Cote de danger	Crête = 649.00	NC	A calculer après saturation à RN Tps de montée : 5h Tps de descente : 10h	1	1.1
Extrême sismique	RN (=647.20) + séisme	NC	A calculer en régime permanent	1	1.1

## **c) Cas de charge**

Aucun niveau d'eau aval n'est considéré.

Les lignes piézométriques sont considérées linéaires entre la cote de retenue et le pied aval du barrage.

Une charge d'exploitation de 10 kN/m<sup>2</sup> a été considérée dans les cas :

- Normal d'exploitation
- Transitoire de construction
- Transitoire ou rare
- Rare de crue

Nous rappelons les hypothèses sismiques pour le calcul de stabilité des digues et barrages selon le rapport « *Risque sismique et sûreté des ouvrages Hydrauliques – MEDDE -2014 – p.151* » :

On retient comme action sismique de calcul pour les barrages les valeurs d'accélération maximales  $a_g$  données ci-dessous pour les composantes horizontale et verticale de l'action sismique :

Zone de sismicité	Classe C	Classe B	Classe A
1	0,5	0,7	0,9
2	0,9	1,2	1,5
3	1,4	1,9	2,4
4	2,0	2,8	3,5
5	3,5	4,3	6,6

Figure 30 : Accélération horizontales à prendre en compte pour le SES (en  $m/s^2$ )

Zone de sismicité	Classe C	Classe B	Classe A
1	0,5	0,6	0,8
2	0,8	1,1	1,4
3	1,3	1,7	2,2
4	1,8	2,5	2,8
5	2,8	3,5	5,3

Figure 31 : Accélération verticales à prendre en compte pour le SES (en  $m/s^2$ )

#### d) Résultats des calculs

##### ◆ Etat actuel :

Le calage à rebours donne un angle de frottement de  $37^\circ$  et une cohésion de 10 kPa pour la couche de remblais.

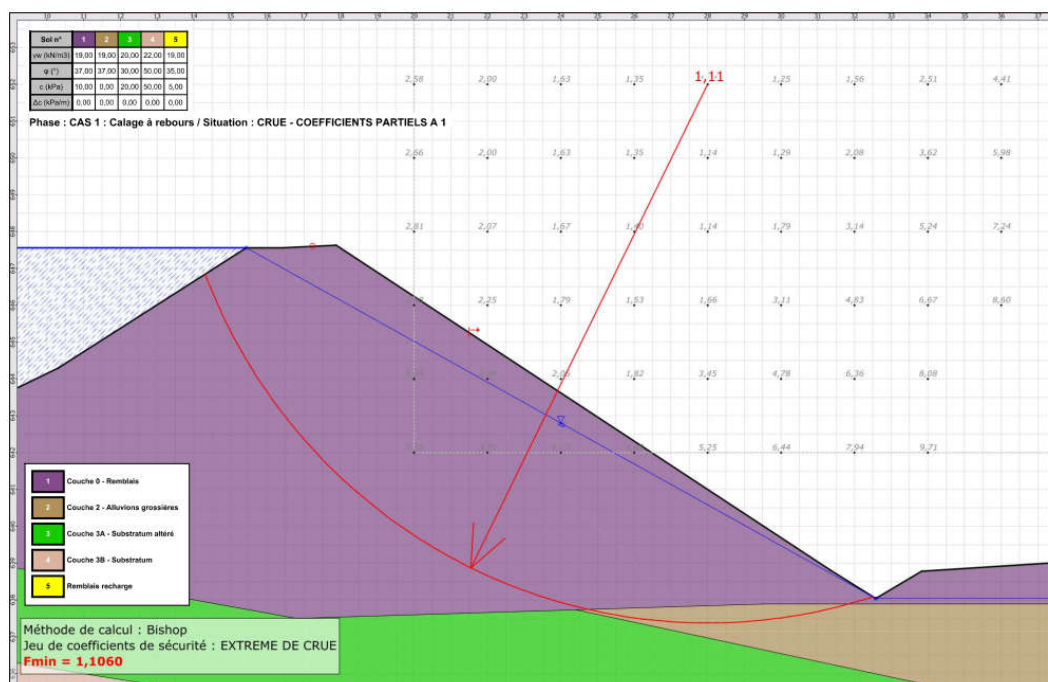


Figure 32 : Stabilité : situation de calage en crue de plein bord

Le cas de cote normale d'exploitation donne un facteur de sécurité de 0.86, insuffisant vis-à-vis des recommandations :

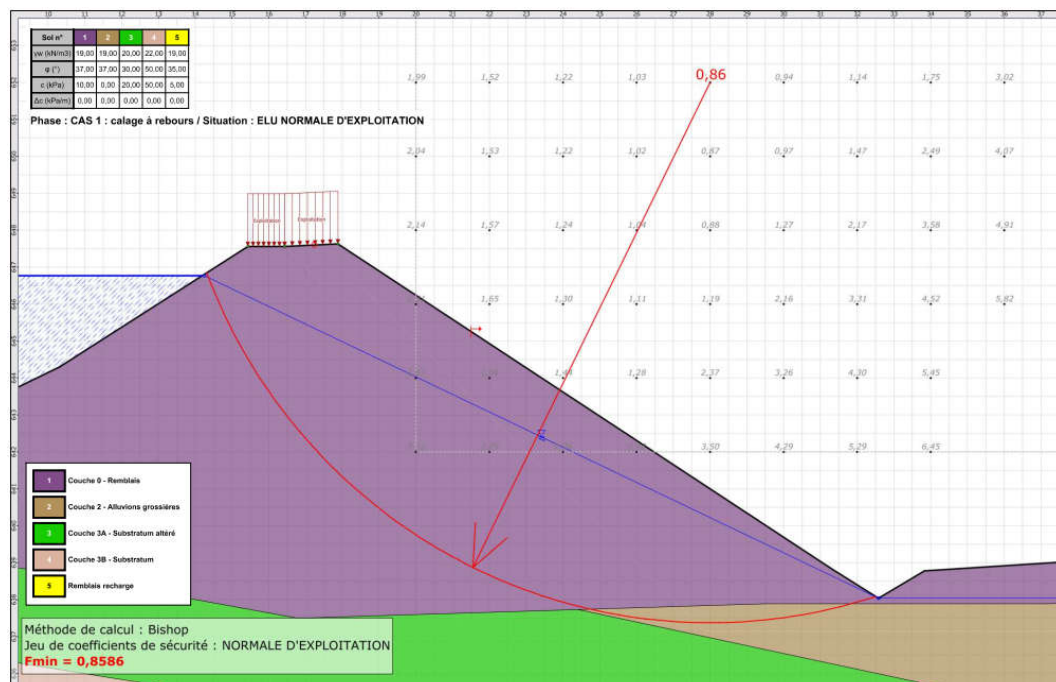


Figure 33 : stabilité : situation normale d'exploitation

#### ◆ Etat projet :

Le cas de cote normale d'exploitation donne un facteur de sécurité de 1.24.

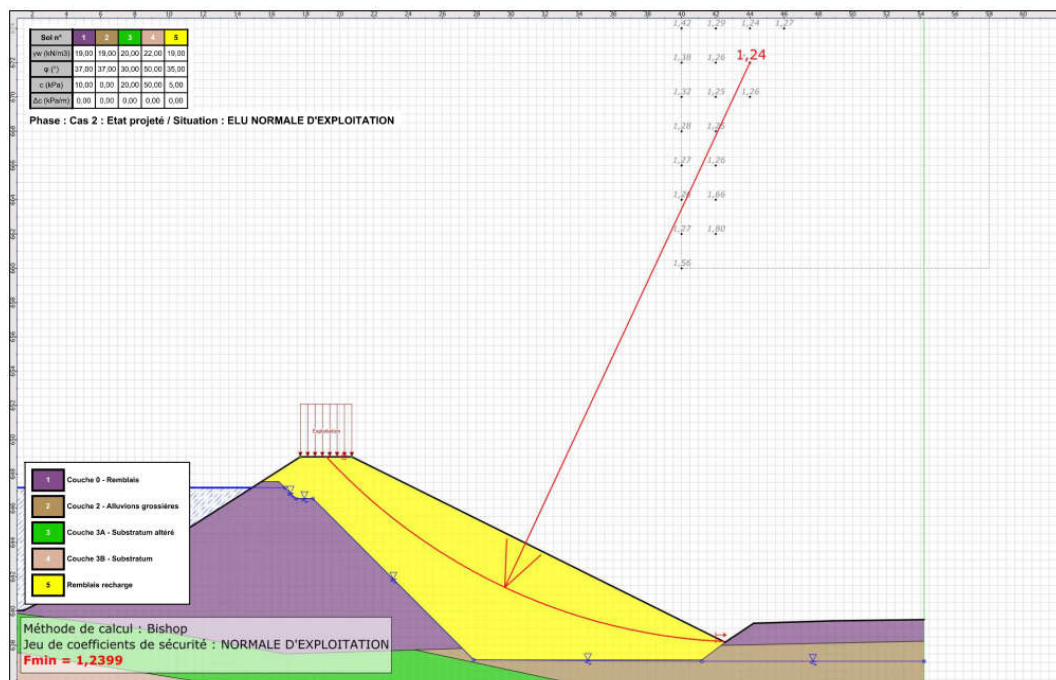


Figure 34 : Stabilité du projet : situation normale d'exploitation

Les combinaisons sismiques (avec une orientation différente du séisme) donnent des facteurs de sécurité de 1.38 :

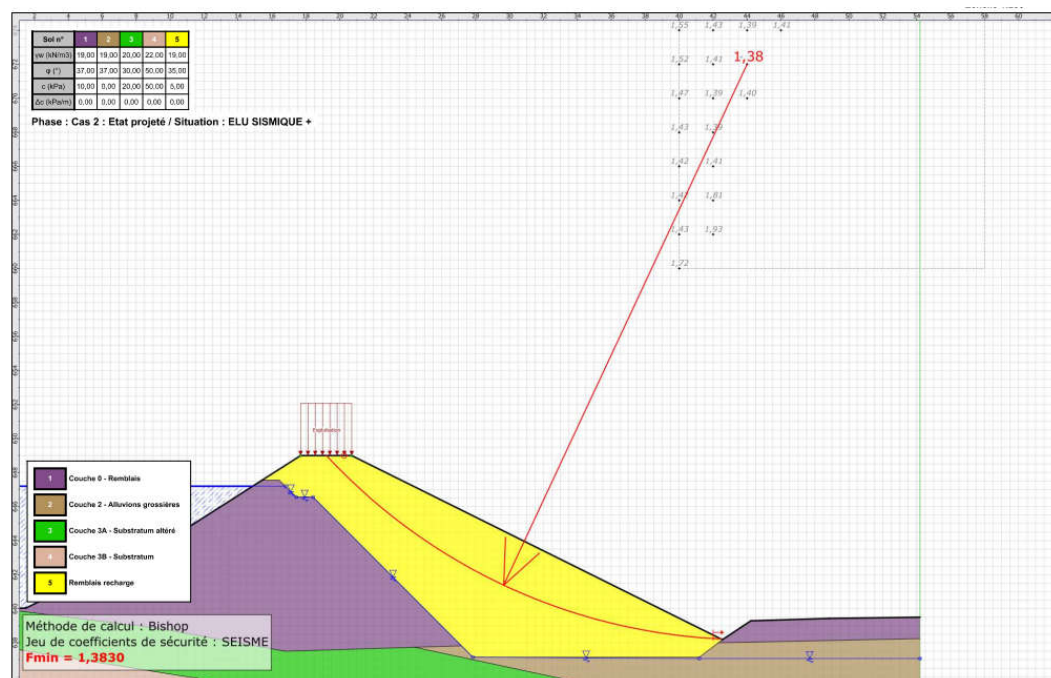


Figure 35 : Stabilité du projet : situation sismique

La combinaison transitoire de travaux avec crue cinquantennale ne présente pas un coefficient de sécurité suffisant avec une purge du parement aval existant à 1/1, cas très pessimiste.

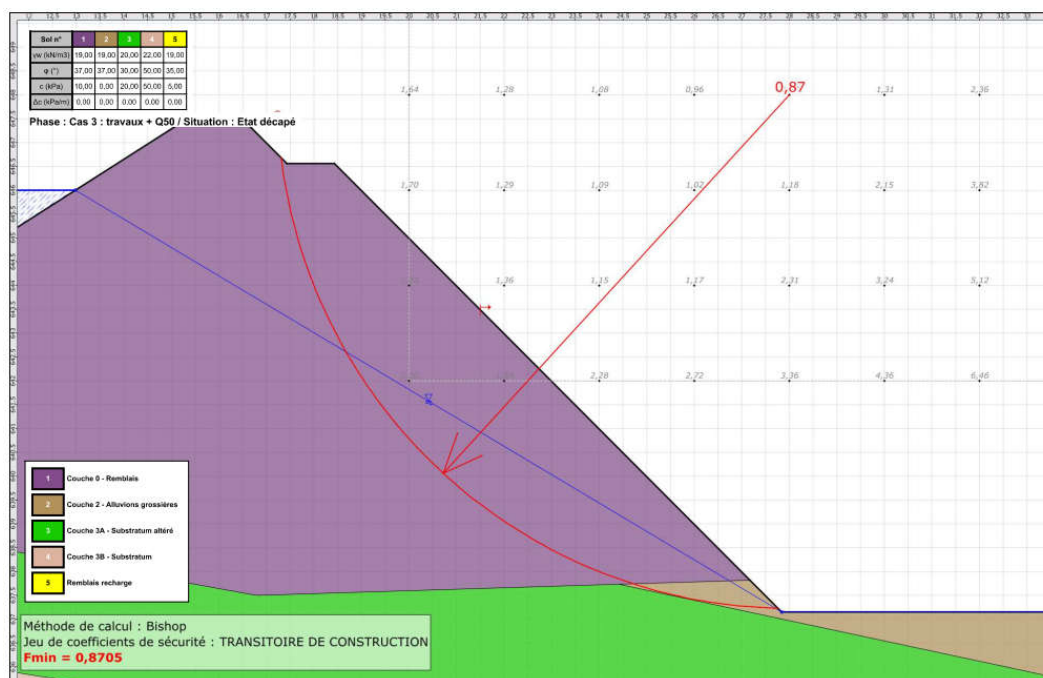


Figure 36 : Stabilité du projet : situation transitoire de purge + crue de chantier





## **ANNEXES**

## ANNEXE 1

### RAPPORT FACTUEL DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES 2019

## ANNEXE 2

### RAPPORT FACTUEL DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES 2008