



ETUDE DE DESIGN DETAILLE DU CONFORTEMENT DE LA BERME KO2

STABILITE DE LA BERME KO2 A L'ETAT ACTUEL

Client : Vale Nouvelle Calédonie



Réf: MC-20-197-VAL-04-R02-D

Document transmis le 25 Novembre 2020 n'ayant pas fait l'objet d'une validation de l'actionnaire de référence de Vale NC compte tenu des délais contraints.

MECATER
INGÉNIERIE

D	23/11/2020	Révision suite commentaires client	
C	20/11/2020	Révision suite commentaires client	
B	18/11/2020	Révision suite commentaires client	
A	15/11/2020	Création	
Révision	Date	Objet de la modification	
		Rédacteur	Approbateur
		Vérificateur	
Nom et prénom			
Fonction		Ingénieur géotechnicien Chef de projets	Expert en géotechnique

SOMMAIRE

1	CONTEXTE ET OBJET	1
2	PRESENTATION DU PROJET	1
3	CHOIX DU PROFIL GEOLOGIQUE DE REFERENCE	2
4	DEFINITION DES CONDITIONS HYDRODYNAMIQUE DANS L'ASSISE ET LA BERME	4
4.1	Contexte hydrodynamique	4
4.2	Résultats des mesures des pressions d'eau au sein de la fondation de la berme	5
5	DEFINITION DES CARACTERISTIQUES GEOMECHANQUES DE L'ASSISE ET DE LA BERME	8
5.1	Programme des campagnes investigations géotechniques réalisés	8
5.2	Caractéristiques intrinsèques	9
5.3	Caractéristiques non drainées	9
6	CHOIX DES SOLLICITATIONS SISMQUES SPECIFIQUES AU SITE DU PROJET	12
7	CRITERES DE DESIGN	12
7.1	Calcul de la stabilité à court terme	12
7.2	Calcul de la stabilité à long terme	13
7.3	Calcul de la stabilité en condition sismique et post sismique	13
8	ETUDE DE STABILITE DE LA BERME A L'ETAT ACTUEL	16
8.1	Stabilité à court terme	16
8.2	Stabilité à long terme	17
8.3	Stabilité en cas de sollicitations sismiques	17
9	PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA BERME	27
10.	CONCLUSION	30

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Coupe type de la berme KO2 (Source : DAEM Livret C Volet A).....	2
Figure 2 : Profil géologique le long de la berme.....	3
Figure 3 : Profil géologique au droit du chainage 500.....	4
Figure 4 : Implantation des cellules de mesure des pressions interstitielles au niveau du chainage 500.....	5
Figure 5 : Variation de la pluviométrie et du niveau piézométrique sous la berme KO2 ; Golder 2020.....	7
Figure 6 : Evolution du ration d'accroissement de la cohésion non drainée avec la profondeur (source : Golder 2019).....	11
Figure 7 : Courbes de l'aléa sismique (Hatch, H350607-1000-220-210-0001_A).....	12
Figure 8 : Diagramme d'analyse de stabilité sismique (source : ANCOLD 2012).....	14
Figure 9 : Coefficient de sécurité à court terme avec perte de confinement.....	16
Figure 10 : Coefficient de sécurité à long terme.....	17
Figure 11 : Evaluation de la sensibilité à la liquéfaction des sols (Seed et al, 2003).....	18
Figure 12 : Rapport de résistance cyclique en fonction du nombre de cycles correspondant à une déformation de 3.75%.....	19
Figure 13 : Nombre de cycles équivalents à la magnitude du séisme (Idriss and Boulanger, 2004).....	20
Figure 14 : Evaluation du potentiel de liquéfaction des matériaux constituant les fondations de la berme : Campagne géotechnique LBTP,2016 ; Projet Lucy1.0.	22
Figure 15 : Coefficient de sécurité en conditions pseudo-statiques $k_b=0,043$ g.....	23
Figure 16 : Coefficient de sécurité en conditions post-sismiques selon l'ANCOLD 2012.....	24
Figure 17 : Résultats des analyses de stabilité dynamique de la berme KO2 avec un séisme de type SEE ; (Golder, 2018).....	25
Figure 18 : Coefficient de sécurité en conditions pseudo-statiques $k_b=0,08$ g « petite butée ».....	28
Figure 19 : Vue 3D de la petite butée et contour (en rouge) de la butée ultime (en cours d'optimisation).....	28
Figure 20 : Coefficient de sécurité en conditions pseudo-statiques $k_b=0,09$ g « butée ultime ».....	29

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Description des horizons constitutifs du profil CH500.....	4
Tableau 2 : Consistance du programme d'auscultation pour le suivi des pressions interstitielles.....	5
Tableau 3 : Variation du coefficient de pression interstitielle R_u	6
Tableau 4 : Campagnes géologiques-Golder 2004/ 2005.....	8
Tableau 5 : Consistance des campagnes géotechniques réalisées par Hatch (2016/ 2017) et Golder (2018).....	8
Tableau 6 : Caractéristiques géotechniques intrinsèques.....	9
Tableau 7 : Résultats des essais triaxiaux réalisés sur les latérites ; Golder, 2016 Ref : 007-1648818.....	10
Tableau 8 : Caractéristiques non drainées de la fondation.....	10
Tableau 9 : Facteur de sécurité minimal recommandé selon l'ANCOLD 2012 pour la situation « court terme ».....	13
Tableau 10 : Facteur de sécurité minimal recommandé selon l'ANCOLD 2012 pour la situation « long terme ».....	13

Tableau 11 : Valeurs des seuils critiques des critères de rupture (source : MEDDE 2014).....	15
Tableau 12 : Coefficient de sécurité à court terme avec perte de confinement.....	16
Tableau 13 : Coefficient de sécurité à long terme	17
Tableau 14 : Résistance cyclique à la liquéfaction CRR.....	19
Tableau 15 : Résultats de calcul des coefficients de sécurité vis à vis de la liquéfaction.....	20
Tableau 16 : Coefficient de sécurité en conditions post-sismiques.....	23
Tableau 17 : Déplacements irréversible de la berme en cas de séisme de type SEE (selon les calculs réalisés par Goder, 2018)	25

1 CONTEXTE ET OBJET

La berme du parc à résidus KO2 a été conçue selon les exigences de l'ANCOLD 1999. Suite aux audits récents de stabilité de la berme, et dans le but de satisfaire les nouvelles exigences de l'ANCOLD (version 2012), en matière de garantie de stabilité mécanique, VNC envisage de construire une butée en pied aval de la berme. Cette butée doit permettre d'augmenter les garanties de stabilité mécaniques vis-à-vis des risques sismiques extrêmes.

Dans ce cadre, Vale NC a mandaté MECATER Ingénierie pour la réalisation de l'étude détaillée la butée selon 2 options :

- Construction d'une butée en résidus asséchés provenant de la future usine d'assèchement DWP2 ;
- Construction d'une butée en matériaux alternatifs (stériles de la mine/latérite/roche selon disponibilité des matériaux).

Nous présentons dans ce rapport, la première phase de l'étude qui consiste à :

- Evaluer le potentiel de stabilité de berme dans son état actuel et ce en se basant sur le référentiel ANCOLD2012,
- Evaluer l'urgence du confortement en se basant sur une analyse probabiliste sommaire,
- Proposer un pré-dimensionnement d'un confortement par une butée de pied.

2 PRESENTATION DU PROJET

Le parc à résidus de la KO2 est constitué d'une berme de 1 300 m de long et d'une hauteur de 63 m, fermant la vallée KO2 pour créer un bassin servant au stockage des résidus humides produits par Vale NC. La superficie du parc à résidus est de 130 ha. L'exploitation du parc à résidus a été autorisée par l'arrêté ICPE n°1466-2008 en date du 9 octobre 2008.

La berme est un ouvrage en remblais dont l'élévation finale maximale culmine à 232 m NGNC. Ses talus, amont et aval, sont inclinés respectivement à 2,43 H : 1 V et 2,5 H : 1 V ; CF. Figure n°1. Sa construction a été réalisée en deux phases et s'est étalée sur 10 ans (2006-2016).

La berme présente un volume de 7,8 Mm³ de matériaux répartis comme suit :

- Le batardeau situé à l'amont est constitué uniquement de limonite (latérite) compactée ;
- Les parties centrale et aval sont constituées d'une alternance de couches horizontales de limonite et d'enrochements ;
- Une cheminée drainante est composée de matériaux concassés drainant séparés des autres matériaux par un géotextile filtrant ;
- La face aval de la berme est constituée d'enrochements ;

- Un tapis drainant de 0,6 m d'épaisseur composé de pierres concassées est placé à la base du talus aval de la berme. Ce tapis drainant sert à dissiper les pressions hydrauliques susceptibles de se développer dans les fondations.
- La face amont est couverte d'une géo-membrane qui permet d'étanchéifier la berme.
- Quatre conduites en PEHD passent sous la berme et servent au drainage des eaux (eaux souterraines et eaux s'infiltrant depuis le parc à résidus).

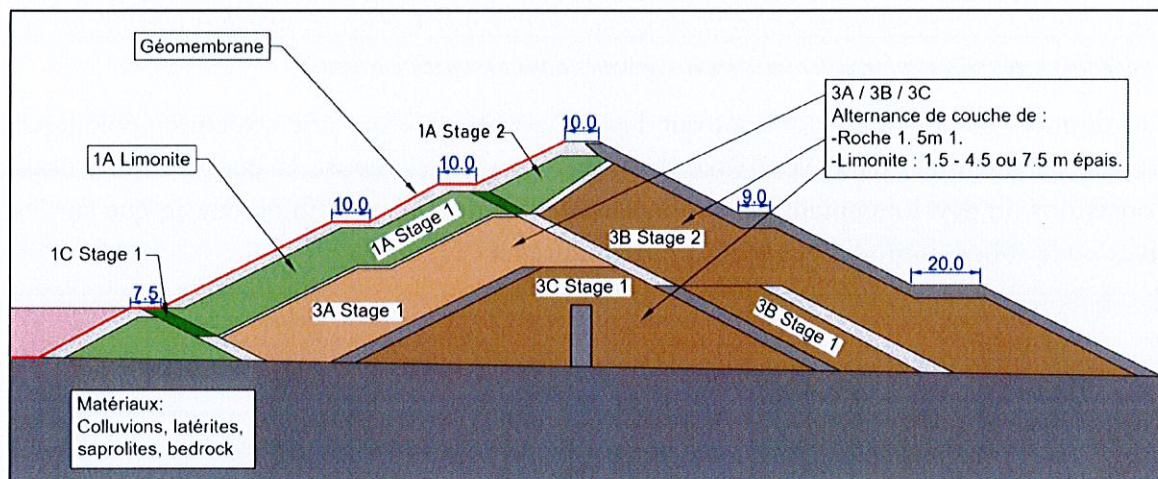


Figure 1 : Coupe type de la berme KO2 (Source : DAEM Livret C Volet A)

3 CHOIX DU PROFIL GEOLOGIQUE DE REFERENCE

D'après les études géologiques réalisées auparavant (Rapport Golder2009), la berme a été construite dans un talweg présentant une assise immédiate fortement déformable.

L'assise est constituée de haut en bas comme suit :

- Un horizon de colluvion latéritiques sur une épaisseur de l'ordre de 10 m. C'est un matériaux sableux graveleux comportant une faible proportion de silt et d'argile. Il peut être assimilé à un sol pulvérulent, perméable.
- Un horizon de latérite en place ayant une épaisseur variant de 15 à 20 m avec des approfondissements souvent localisés en aval immédiat des failles. Il est composé de limon comportant une forte proportion d'éléments ultrafins, et est assimilé à un sol plastique très compressible peu perméable.
- Un horizon de saprolite terreuse ayant une épaisseur de 4 à 7 m. Il est composé de limon très plastique et comporte souvent des minéraux argileux (Smectite). Contrairement aux latérites, les saprolites terreuses ont une structure fragile composée des reliques de la structure de la roche mère et présentent une porosité intrinsèque assez importante. Les saprolites terreuses, sont peu perméables, très compressibles et présentent un angle de frottement intrinsèque plus faible que celui des latérites.
- Un horizon de saprolite plutôt rocheuse présentant une épaisseur très variable avec une moyenne proche de 15 m. Cet horizon est composé de blocs rocheux pluri-métriques

entourés de saprolites terreuses de faible consistance. Localement, l'épaisseur des saprolites terreuses entourant les blocs peut être importante et entraîne ainsi une augmentation remarquable de la déformabilité de cet horizon qui s'apparente paradoxalement à un milieu rocheux.

- Un horizon de péridotite fracturée faiblement altérée, présentant une forte résistance mécanique et constitue ainsi le substratum rocheux.

Nous tenons à préciser que dans les profils géologiques élaborés par Golder, les saprolites terreuses ont été confondues volontairement avec les latérites et regroupés dans un même horizon.

Les données géologiques montrent que l'assise est affectée par une structure géologique (réseau de fractures) parallèle à l'axe du talweg sur lequel repose la berme. Ainsi, nous constatons un développement plus important de l'altération au fond du talweg que sur les rives où le substratum rocheux est sub-affleurant ; CF. Figure 2.

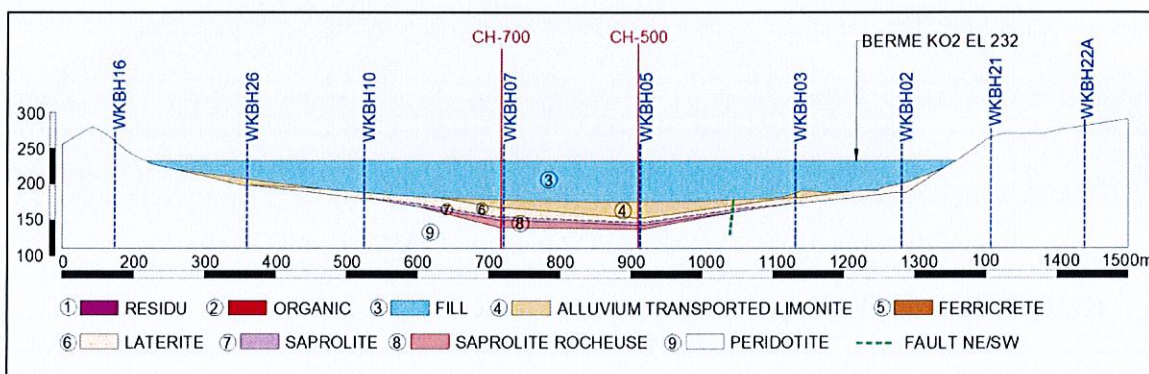


Figure 2 : Profil géologique le long de la berme

Pour les besoins de l'étude de stabilité mécanique de la berme, le profil appelé CH 500 a été identifié comme étant le plus défavorable et a été adopté comme profil de référence pour les études de stabilité (Réf : Rapport de Golder : stability assessment of KO2 berm using recent 2017/2018 geotechnical testing results-mars 2020).

A ce stade de l'étude, MECATER approuve le choix du profil CH 500 et l'adopte ainsi comme profil de référence pour l'analyse de stabilité de l'état actuel de la berme.

Le profil CH 500 se trouve en aval d'une faille de direction Sud-Ouest Nord Est ayant un pendage sub-vertical orienté vers l'Est (Réf : « Interpretative Geotechnical Report for KO2 Stack Area, ref EXT-140-8310-RP-0009 »). Cette faille serait interceptée par le sondage WKBH05, où on note la présence de serpentine argileuse à la base des saprolites terreuses cf. figures n°2 et 3.

Les horizons constitutifs du profil, CH 500 sont présentés dans le tableau 1.

Tableau 1 : Description des horizons constitutifs du profil CH500

Horizon	Epaisseur (m)	Incidences géotechniques
Colluvion de latérites	2 à 18	Matériau frottant siège de sous écoulements quasi permanents.
Latérites	15 à 20	Forte compressibilité et grande sensibilité aux sollicitations rapides
Saprolites terreuses	4 à 7	Forte compressibilité, grande sensibilité aux sollicitations rapides et présente une moindre résistance mécanique
Saprolites plutôt rocheuses	De 10 à 20 m	Horizon de drainage du recouvrement sus-jacent et peut être le siège de forte déformation localisée
Péridotites	>100 m	Substratum de forte résistance mécanique

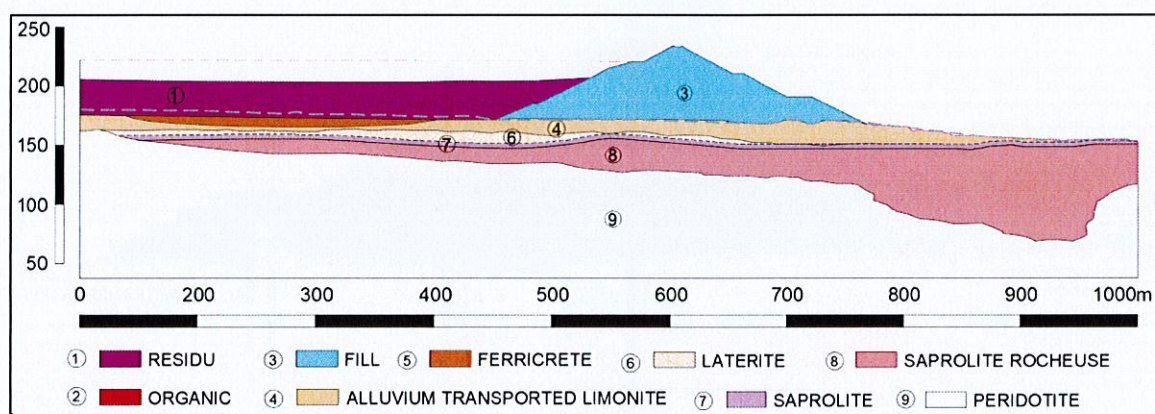


Figure 3 : Profil géologique au droit du chaînage 500

4 DEFINITION DES CONDITIONS HYDRODYNAMIQUE DANS L'ASSISE ET LA BERME

4.1 Contexte hydrodynamique

L'assise de la berme, comporte :

- Un niveau phréatique logé dans les colluvions latéritiques qui est sub-affleurent par endroit mais pouvant se rabattre jusqu'au toit des latérites en période sèche.
- Un aquifère à double perméabilité, constitué par les latérites et les saprolites terreuses de faible perméabilité en surface et de saprolite rocheuses de forte perméabilité en profondeur. Il est alimenté par les infiltrations de pluies et par la nappe phréatique logée dans les colluvions. Il est drainé par les sous-écoulements dans les fractures affectant les saprolites rocheuses et le substratum et présente un gradient hydraulique vertical assez important.

Dans le but d'évaluer l'impact de la construction de la berme sur le comportement hydrodynamique de l'assise un dispositif de mesure des pressions d'eau a été installé dans la berme et sa fondation. Cf. rapport de Golder (Réf : 1671587R-Rev0)

Les différents instruments installés au niveau de KO2 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2 : Consistance du programme d'auscultation pour le suivi des pressions interstitielles

Instruments	Nombre
Capteur de pressions interstitielles	70 dans la fondation 53 dans la berme
Piézomètres à tube ouvert	30

La coupe suivante présente la position des piézomètres à corde vibrante installés dans la berme et sa fondation à proximité du chaînage 500.

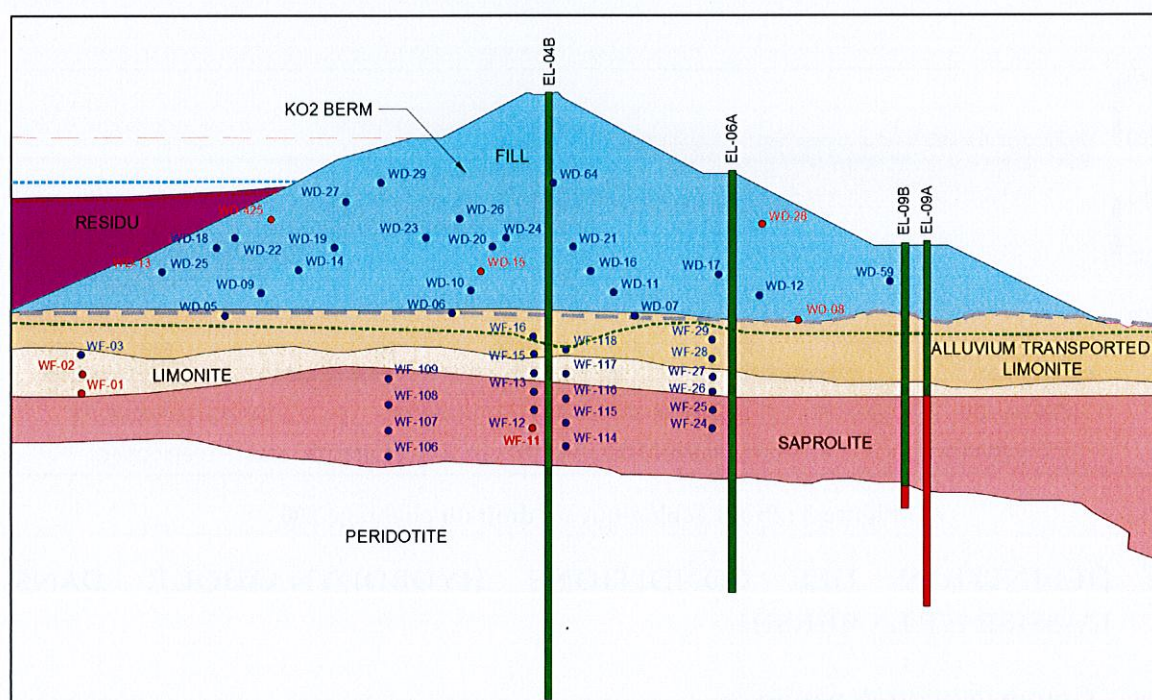


Figure 4 : Implantation des cellules de mesure des pressions interstitielles au niveau du chaînage 500

4.2 Résultats des mesures des pressions d'eau au sein de la fondation de la berme

Les enregistrements aux niveaux des capteurs installés dans la fondation montrent qu'à partir de 2016 (fin de rehausse de la quasi-totalité du remblai de la berme), les pressions interstitielles correspondent globalement à l'état initial avant la construction de la berme.

Le niveau phréatique dans les colluvions se situe sous la base de la berme, il est très sensible à la pluviométrie et subit un rabattement de plus de 2 m en saison sèche. CF Figure 5.

Le niveau hydrostatique dans les latérites et les saprolites suit globalement les fluctuations du niveau phréatique avec un gradient vertical estimé à 18%.

La variation du coefficient de pression interstitielle R_u au niveau des différents capteurs de pressions installés dans la fondation de la berme est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3 : Variation du coefficient de pression interstitielle R_u

Horizon géologique	Numéro du capteur	Cote (m)	Ru	
			Min	Max
Colluvion	WF 16	164,17	0.03	0.03
	WF 29	163,24	0.02	0.05
	WF 118	160,41	0.04	0.06
	WF 28	157,79	0.07	0.07
	WF15	153,68	0.04	0.05
	Moyenne	-	0.04	0.05
Altérite	WF 117	153,54	0.08	0.08
	WF 27	152,6	0.08	0.09
	WF 26	148,43	0.10	0.13
	WF 13	148,41	0.09	0.10
	Moyenne		0.09	0.10

L'analyse des valeurs actuelles du coefficient de pression interstitielle R_u (rapport de la pression interstitielle sur contrainte verticale) montre que les pressions interstitielles mesurées dans l'assise correspondent à la hauteur d'eau déduite du niveau hydrostatique (R_u inférieur à 0,2).

Les surpressions résiduelles de consolidation sont très faibles voir négligeables. Ce qui prouve que le régime hydrodynamique permanent s'est rétabli et que les conditions long terme peuvent être considérées dans les calculs de stabilité.

Par ailleurs, les mesures de tassement et les déplacements horizontaux montrent une quasi-stabilisation depuis la fin des travaux de construction de la berme, soit fin 2016.

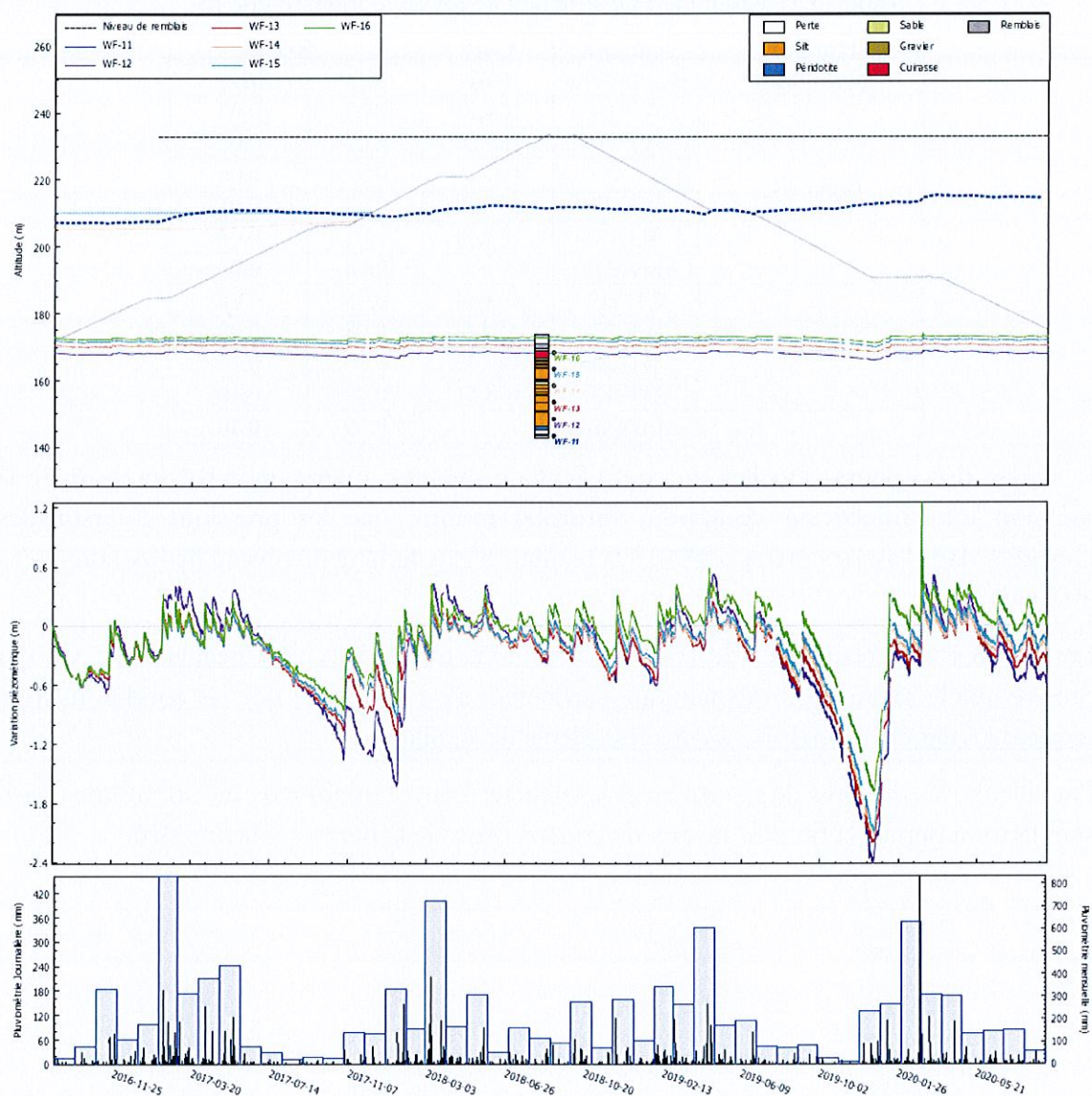


Figure 5 : Variation de la pluviométrie et du niveau piézométrique sous la berme KO2 ; Golder 2020

5 DEFINITION DES CARACTERISTIQUES GEOMECHANQUES DE L'ASSISE ET DE LA BERME

5.1 Programme des campagnes investigations géotechniques réalisés

Plusieurs campagnes d'investigations géotechniques ont été réalisées dans le cadre des études de design du parc à résidus KO2RSF et du projet Lucy, notamment :

- La campagne géologique et géotechnique réalisée par Golder entre 2004 et 2005 dans le cadre des études de conception de la berme KO2.
- La campagne géotechnique réalisée par HATCH dans le cadre de l'étude (Fel 3) du projet Lucy. La campagne a été réalisée en 2016/2017, et comprenait la réalisation de sondages carottés avec prélèvement d'échantillons, d'essais in situ et au laboratoire.
- La campagne géotechnique réalisée dans le cadre des études de la berme KO2, par Golder, en 2018. Cette campagne comprend la réalisation de sondages carottés avec prélèvement d'échantillons et d'essais in situ et au laboratoire.

Tableau 4 : Campagnes géologiques-Golder 2004/2005

Document	Référence du document
186-03639030	KWE West-Engineering geological survey
352-03639030	WKTSF-Geological mapping (task 2400) draft 1, draft 2 revision 1.
378-03639030	WKTSF further geological observations, North abutment and alignment
474-03639030	Geotechnical and hydrogeological site investigation for the west KWE tailings storage facility
588-03639030	KWRSF- Dolines queries from Lech
589-03639030	KWRSF-Trou bleu geological inspection
711-03639030	Engineering geology of the West Kwe residue storage facility

Le tableau 5 résume la consistance des différentes campagnes citées ci-dessus.

Tableau 5 : Consistance des campagnes géotechniques réalisées par Hatch (2016/2017) et Golder (2018)

Sondage et Essai Hatch 2016/2017	Nombre d'essais	Sondage et Essai Golder 2018	Nombre d'essais
Sondages carottés	18	Sondages carottés	9
Dilatometre de Marchetti (DMT)	3	Dilatometre de Marchetti (DMT)	5
Pressiomètre	5	Dilatometre sismique de Marchetti (SDMT)	3
Scissomètre	8	CPTu	5
Teneur en eau	69	SCPTu	3
Granulométrie	10	Essais scissométriques	49
Sédimentométrie	40	Teneur en eau	38
Limites d'Atterberg	42	Limites d'Atterberg	38
Perméabilité	4	Granulométrie	32
Essai Proctor	4	Sédimentométrie	32
CBR	2	Essai triaxial CU	11
Essai scissométrique	24	Essais œdométriques	7
Essai chimique	9	Essai de cisaillement direct	7
Emerson class N°	4		
Pinhole dispersion	4		
Essai triaxial UU	2		

Sondage et Essai Hatch 2016/2017	Nombre d'essais	Sondage et Essai Golder 2018	Nombre d'essais
Essai triaxial CU	9		
Essai Oedométrique	10		
Essai de cisaillement rectiligne à la boîte	3		
Monotonic direct simple shear MDSS	4		
Cyclic direct simple shear CDSS	4		
Post cyclic load	4		
Bender element	2		

5.2 Caractéristiques intrinsèques

Les caractéristiques intrinsèques (ou caractéristiques drainées), représentent la résistance mécanique intrinsèque du sol. Elles sont utilisées dans les calculs de stabilité en contraintes effectives qui nécessitent une bonne connaissance de la répartition des pressions interstitielles dans la berme et ses fondations.

Nous présentons dans le tableau suivant les caractéristiques mécaniques adoptées par MECATER en comparaison à celles retenues dans le projet Lucy (Hatch) et le projet KO2 (Golder 2017/2018).

Tableau 6 : Caractéristiques géotechniques intrinsèques

Matériau	Zone de matériau		Hatch (Projet Lucy) H354600-1000-220 230-2001_A1			Golder			MECATER		
			Γ	C'	Φ'	Γ	C'	Φ'	γ	C'	Φ'
			kN/m ³	kPa	(°)	kN/m ³	kPa	(°)	kN/m ³	kPa	(°)
Remblai de la berme	1A	Latérite	19,7	0	35	16	0	35	19,7	0	35
	1C	Latérite sélectionnée	19,7	0	35	-	-	-	19,7	-	35
	2D	Matériaux graveleux	22	0	40	22	0	40	22	0	40
	3A	Enroche- ments et latérite	21,8	0	40	21,8	0	40	21,8	0	40
	3B		21,8	0	34	21,8	0	35	21,8	0	35
	3C		21,8	0	34	21,8	0	35	21,8	0	35
Fondation de la berme	8	Colluvions	20,7	0	33	20,7	0	33	20,7	0	33
	9	Latérite	17	0	35	17	0	33	17	5	35
	10	Saprolites terreuses							16	5	25
	11	Saprolites plutôt rocheuses	20,7	0	42	20,7	0	42	20,7	0	35- 45

5.3 Caractéristiques non drainées

Ces caractéristiques sont utilisées dans des calculs simplistes et très conservateurs de stabilité pour simuler des sollicitations rapides (rehausse rapide de la berme et des résidus ou sollicitations sismiques). En effet ces caractéristiques représentent la résistance mécanique du complexe sol/eau interstitielle, pour différents états de consolidation.

Pour les sols argileux saturés, la résistance mécanique non drainée est définie par la cohésion non drainée, l'angle de frottement non drainé est supposé nul. Bien que l'angle de frottement non drainé dans les latérites ne soit pas nul, nous approuvons cette hypothèse conservatrice.

La synthèse des mesures en laboratoire et in-situ de l'évolution de la cohésion non drainée est présentée dans la figure 6.

En se basant sur ces mesures, Golder a retenu un ratio d'accroissement de la cohésion non drainée en fonction de la profondeur, égale à 0,25 et a regroupé les saprolites terreuses de moindre résistance avec les latérites.

Nous estimons que cette hypothèse est trop conservatrice, et nous retenons dans la suite de notre analyse un coefficient de cohésion non drainé de 0,25 pour les saprolites terreuses et 0,3 pour les latérites. En effet les essais de cisaillement triaxial réalisés sur les latérites donnent des coefficients supérieurs à 0,3 ; CF. Tableau 7.

Tableau 7 : Résultats des essais triaxiaux réalisés sur les latérites ; Golder, 2016 Ref : 007-1648818

Test No.	Sample ID	Vertical Effective Pressure (kPa)	K_0 (-)	Peak s_u/s'_v	Critical Effective Friction Angle (°)
CK0U_1	BH4 60.0-60.5	1 434	0.49	0.32	42
CK0U_2	BH6 69.0-69.4	1 407	0.46	0.33	41

En se basant sur ces mêmes essais nous estimons que les latérites en place sont plutôt sur-consolidées, avec une contrainte de pré-consolidation proche de 380 KPa. Les valeurs des caractéristiques retenues par MECATER sont présentées dans le tableau 8.

PS : Afin de confirmer les paramètres adoptés ci-dessous, MECATER propose de réaliser des essais géotechniques complémentaires sur des échantillons à prélever au niveau des fondations de la berme.

Tableau 8 : Caractéristiques non drainées de la fondation

Matériau	Matériaux	Hatch (projet Lucy) : H354600-1000-220- 230-2001_A1		Golder		MECATER	
				Cu	Φ_u	Cu	Φ_u
				kPa	(°)	kPa	(°)
Fondation de la berme	8	Colluvions	-	-	-	Drainé	-
	9	Latérite	$\frac{s_u}{\sigma'_v} = 0,3$ Minimum 100 kPa	$\frac{s_u}{\sigma'_v} = 0,25$ à partir de $\sigma'_v = 380$ kPa		$\frac{s_u}{\sigma'_v} = 0,3$ à partir de $\sigma'_v = 380$ kPa Minimum 100 kPa	
	10	Saprolites				$\frac{s_u}{\sigma'_v} = 0,25$ à partir de $\sigma'_v = 380$ kPa Minimum 100 kPa	

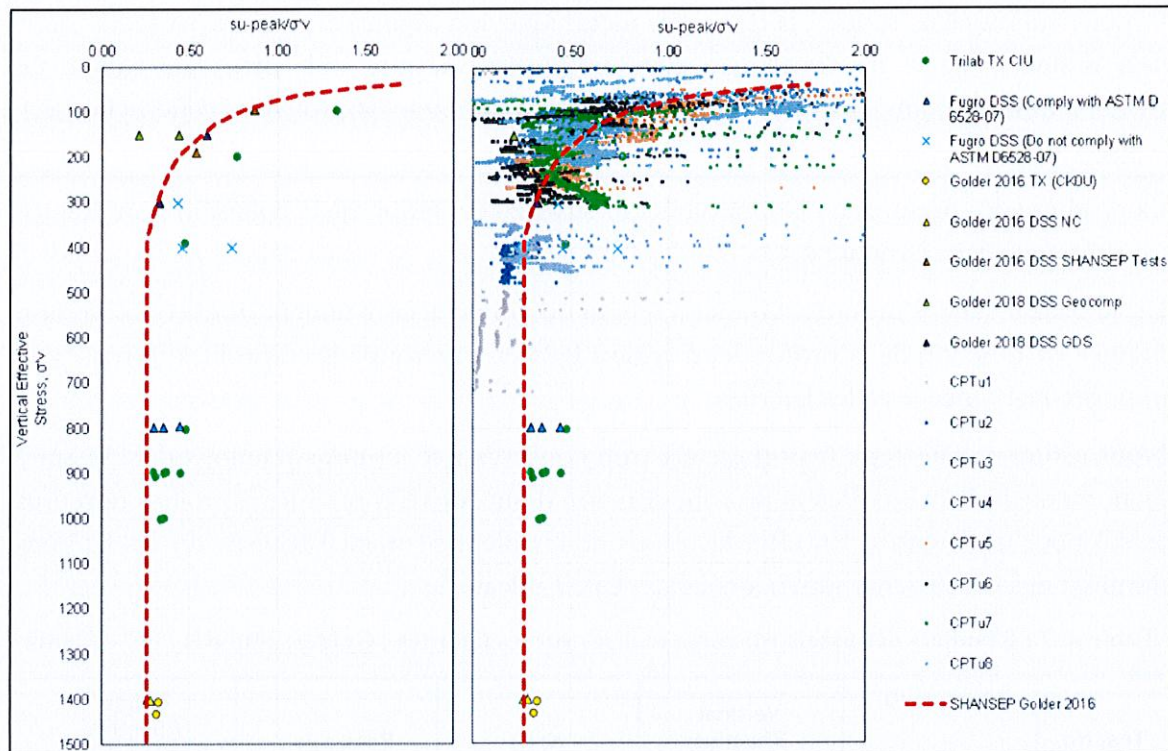


Figure 6 : Evolution du ration d'accroissement de la cohésion non drainée avec la profondeur (source : Golder 2019)

6 CHOIX DES SOLLICITATIONS SISMQUES SPECIFIQUES AU SITE DU PROJET

L'accélération maximale au rocher (PGA) pour le séisme de base d'exploitation (OBE) définie par le BRGM 2015 est de 0,09, en se basant sur la courbe médiane (p50%) correspondant à un séisme de magnitude 5.0 avec une période de retour de 475 ans. (CF. Figure 7).

Golder a retenu la valeur de 0.15 g qui correspond, selon l'étude sismo-tectonique réalisée par le BRGM, à une période de retour de 2000 ans.

Cette hypothèse nous semble très pessimiste et nous recommandons de limiter le séisme OBE à une accélération PGA = 0.09 g telle que définie par le BRGM.

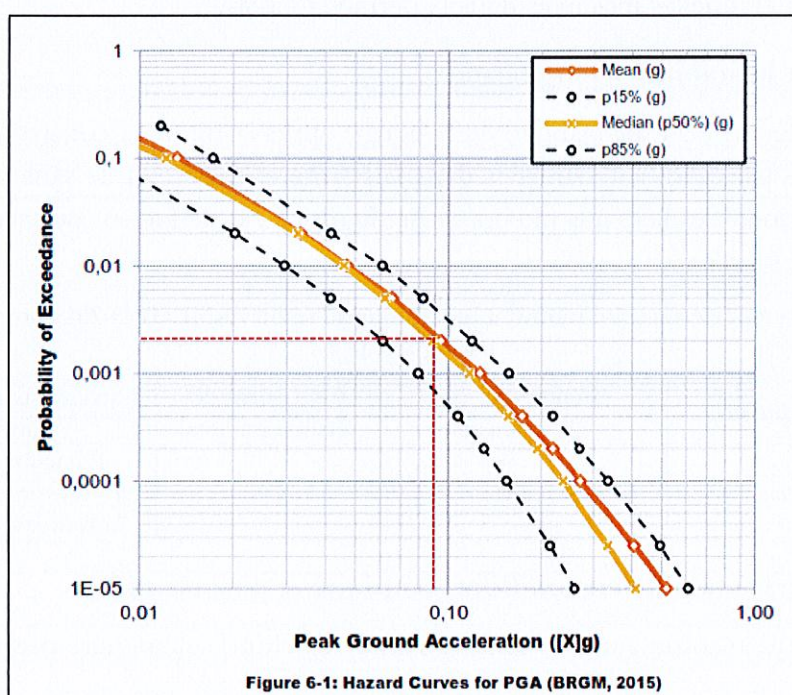


Figure 7 : Courbes de l'aléa sismique (Hatch, H350607-1000-220-210-0001_A)

7 CRITERES DE DESIGN

7.1 Calcul de la stabilité à court terme

La stabilité de la berme à court terme (appelée aussi situation de projet transitoire par la CFBR) consiste à apprécier les conditions de stabilité du remblai et de la fondation à la fin de la construction du remblai et avant la consolidation des matériaux. Ce calcul est réalisé pour estimer le potentiel de stabilité en cas de formation de pressions interstitielles générées

pendant la construction de l'ouvrage et qui ne seraient pas dissipées¹. Dans ce cas, les facteurs de sécurité minimaux recherchés sont les suivants :

Tableau 9 : Facteur de sécurité minimal recommandé selon l'ANCOLD 2012 pour la situation « court terme »

Situation du projet	Conditions de chargement	Coefficient de sécurité minimal	Caractéristiques mécaniques des matériaux terreux
Court terme-perte de confinement	Non drainée	1,5	Contrainte de cisaillement non drainée
Court terme-sans perte de confinement	Non drainée	1,3	Contrainte de cisaillement non drainée

Dans le cas particulier de KO2, le régime transitoire correspond à la durée de construction de la berme et s'arrête dès que les surpressions de consolidation s'annulent (stabilisation des pressions interstitielles mesurées dans la berme et l'assise).

7.2 Calcul de la stabilité à long terme

Ces calculs, reflètent l'état de stabilité de la berme après la fin de la construction, après la stabilisation des pressions interstitielles dans la berme et l'assise et ce sans considérer les fluctuations périodiques liées à la pluviométrie. Dans ce cas, le facteur de sécurité minimal recherché est le suivant :

Tableau 10 : Facteur de sécurité minimal recommandé selon l'ANCOLD 2012 pour la situation « long terme »

Situation du projet	Conditions de chargement	Coefficient de sécurité minimal	Caractéristiques mécaniques des matériaux terreux
Long terme	Drainée	1,5	Caractéristiques effectives (les pressions interstitielles sont introduites de façon explicite)

7.3 Calcul de la stabilité en condition sismique et post sismique

L'ANCOLD2012 recommande de réaliser l'analyse selon la démarche présentée dans la figure n°8.

Cette démarche consiste à classer l'ouvrage selon le niveau de risque, à déterminer les récurrences des séismes associés puis à évaluer le potentiel de liquéfaction de la berme et de ses fondations.

L'analyse de stabilité de l'ouvrage se base sur deux critères :

- Evaluation de la stabilité de l'ouvrage après le passage du séisme de projet « post-sismique ». Elle se base sur un calcul de stabilité en condition statique non drainée en considérant les résistances au cisaillement résiduelles « post-sismiques ». Les résistances au cisaillement résiduelles sont déterminées soit par des essais géotechniques in-situ soit

¹ CFBR, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai ; 2015 Page 88.

par des essais de cisaillement en laboratoire. Selon le niveau de confiance acquis sur les paramètres de calcul, le facteur de sécurité recherché doit être compris entre 1 et 1,2.

- Estimation des déformations induites par le séisme de projet et évaluation de leurs impacts sur l'intégrité de l'ouvrage. Ces calculs sont basés sur des méthodes simplifiées ou des méthodes numériques plus complexes du type, éléments finis ou différences finies.

Nous tenons à préciser que l'ANCOLD 2012 ne définit pas de critères de déformations admissibles suite à un séisme. Celles-ci sont évaluées au cas par cas par l'expert chargé de l'étude.

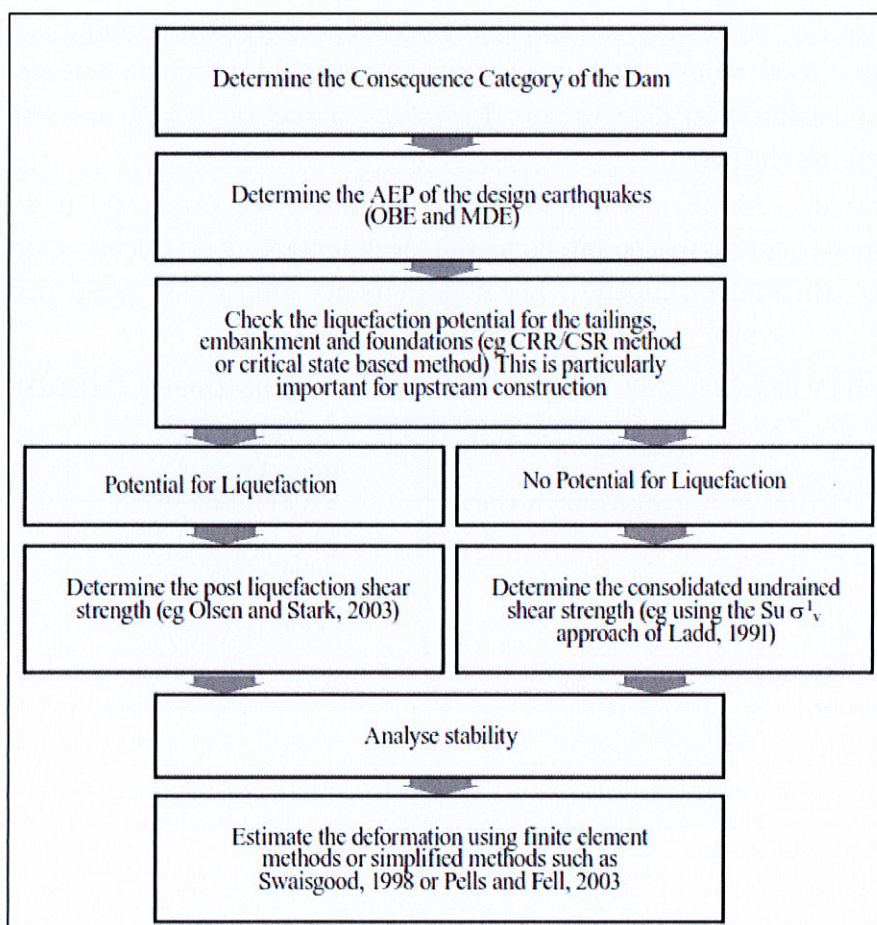


Figure 8 : Diagramme d'analyse de stabilité sismique (source : ANCOLD 2012)

En se référant à la réglementation Française, basée sur l'Eurocode 8 qui estime que, « Il est difficile de définir à priori la ou les méthodes qui devront être utilisées sur un site donné. Il est recommandé cependant d'observer une progressivité dans les niveaux d'études mis en œuvre en commençant par des études simples de type pseudo-statique avant d'aborder, si nécessaire, des modélisations plus complexes. Il faut en effet noter qu'une complexification des modélisations est susceptible de multiplier les incertitudes dans la détermination des paramètres de calcul et d'amplifier la dispersion des résultats ». Référence (Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques. Publié en 2014 par le ministère Français de l'écologie et du développement durable) »

MECATER recommande de suivre la démarche suivante :

- Estimation du potentiel de liquéfaction en se basant sur les mesures in-situ et les essais de laboratoire en adoptant un facteur de sécurité, supérieur ou égal à 1.25 ;
- Evaluation de la stabilité de l'ouvrage par un calcul pseudo-statique pour le séisme de référence « OBE » en considérant les résistances au cisaillement non drainées au pic. Le facteur de sécurité doit être supérieur ou égal à 1.1 avec application d'un facteur de sécurité partiel de 1.2 sur les paramètres non drainés.
- Evaluation de la stabilité de l'ouvrage après le passage du séisme de projet « post-sismique ». Elle se base sur un calcul de stabilité en condition statique non drainée en considérant les résistances au cisaillement résiduelles « post-sismique » et ce sans considérer d'accélération sismique. Le facteur de sécurité recherché doit être supérieur à 1,1 avec l'application d'un facteur de sécurité partiel de 1.2 sur les résistances au cisaillement résiduelles.
- Estimation des déformations induites par le séisme de projet (SEE et OBE) et évaluation de leurs impacts sur l'intégrité de l'ouvrage. Ces calculs sont basés sur l'approche dynamique simplifiée. Les dépassements admissibles, permettant de juger l'intégrité de l'ouvrage, sont présentés dans le tableau n°11.

Tableau 11 : Valeurs des seuils critiques des critères de rupture (source : MEDDE 2014)

Critère	Seuils à retenir
Déplacement irréversible maximal	Minimum de (\leq) : 3% de la hauteur 1/3 de la largeur du filtre
Tassement maximal	Minimum de (\leq) : -3% de la hauteur -1/3 de la revanche -1 m

8 ETUDE DE STABILITE DE LA BERME A L'ETAT ACTUEL

Les calculs de stabilité sont réalisés moyennant le logiciel Slope/W. Cet outil de calcul est basé sur la méthode de calcul à l'équilibre limite (tranches verticales avec la méthode de Morgen-Price).

Compte tenu du contexte géotechnique du site, le mécanisme de rupture principal pouvant affecter la stabilité de la berme est la rupture profonde affectant l'assise de la berme.

8.1 Stabilité à court terme

Comme précisé dans le paragraphe §4.2, à ce stade du projet les conditions de stabilité court terme de la berme ne sont plus applicables et ce en raison de la dissipation de la totalité des surpressions interstitielles liées à la construction de l'ouvrage.

Le calcul à court terme est présenté, ainsi, à titre indicatif.

Tableau 12 : Coefficient de sécurité à court terme avec perte de confinement

	Hatch	Golder	MECATER	ANCOLD 2012
Ratio d'accroissement de la cohésion en fonction de la profondeur	0,3	0,25	0,3 (dans les latérites) 0,25 (dans les saprolites terreuses)	-
Coefficient de sécurité FoS	1,32	1,18	1,25	1,5

Les coefficients de sécurité calculés ne reflètent pas la stabilité de l'ouvrage à son état actuel mais donnent la marge de sécurité vis-à-vis d'un glissement induit par une sollicitation rapide (Rehausse rapide ou séisme).

Les différences entre les coefficients de sécurité calculés par les différents bureaux d'étude résultent de la différence entre les valeurs du ratio d'accroissement de la cohésion non drainée en fonction de la profondeur.

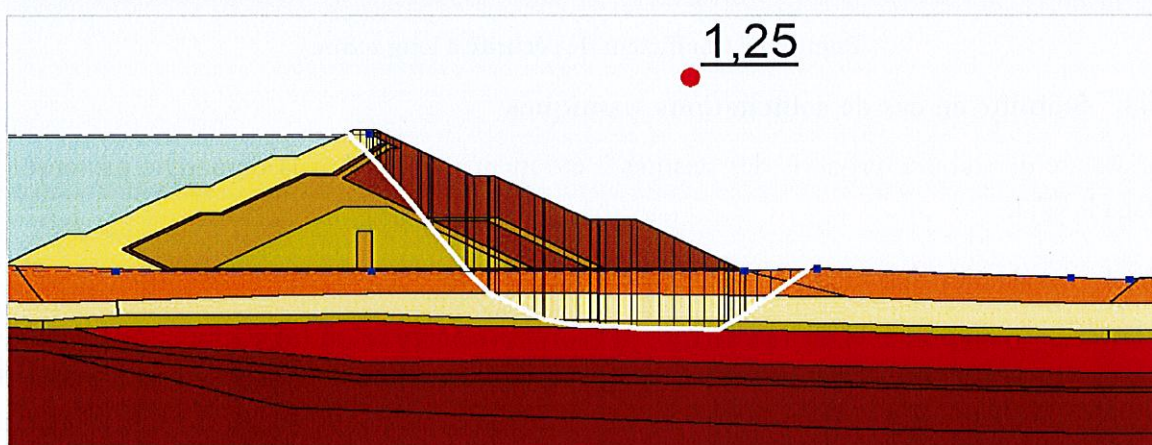


Figure 9 : Coefficient de sécurité à court terme avec perte de confinement

8.2 Stabilité à long terme

Le calcul de stabilité à long terme permet d'évaluer le potentiel de stabilité actuelle de la berme en cours d'exploitation et après la fermeture du parc à résidus. Ces calculs utilisent les résistances au cisaillement intrinsèques des matériaux constitutifs de la berme et de l'assise (conditions drainées) et intègrent les pressions interstitielles mesurées in-situ.

Les calculs réalisés par GOLDER et MECATER ont donné des facteurs de sécurité largement supérieurs à la valeur requise par l'ANCOLD 2012 fixée à 1,5. Cf. Tableau n°13. L'introduction de la couche de saprolite terreuse de moindre résistance dans le modèle de calcul MECATER, induit une légère réduction du coefficient de sécurité.

Nous estimons que la forte valeur du coefficient de sécurité reflète la robustesse du dimensionnement de la berme par rapport à la variabilité des paramètres de calcul et à la fiabilité de la méthode d'analyse.

Tableau 13 : Coefficient de sécurité à long terme

	Golder	MECATER	ANCOLD 2012
Coefficient de sécurité FoS	1.95	1.84	1.5

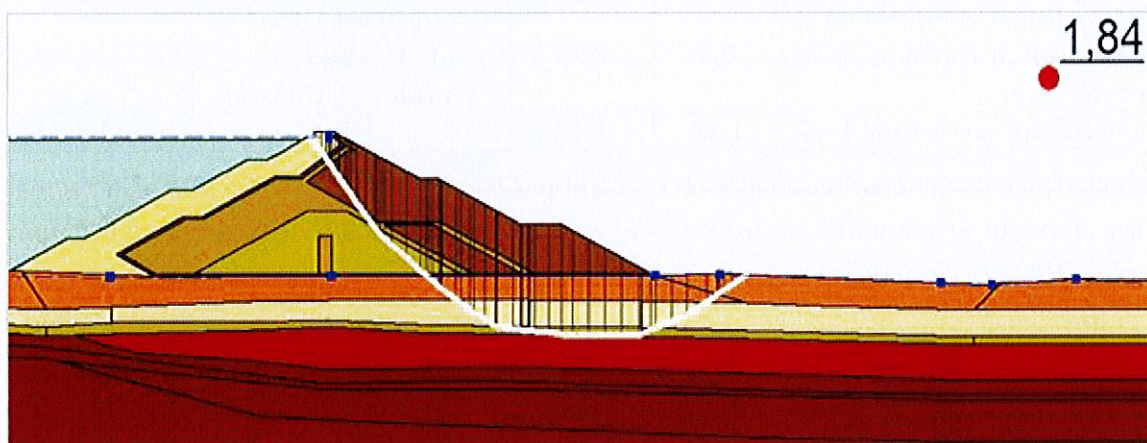


Figure 10 : Coefficient de sécurité à long terme

8.3 Stabilité en cas de sollicitations sismiques

L'analyse de stabilité vis-à-vis des séismes a été menée en suivant la démarche présentée dans le §7.3.

8.3.1 Evaluation sommaire du potentiel de liquéfaction

L'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols est réalisée selon trois approches :

- Approche n°1 basée sur le diagramme de Seed (2003) qui permet de classer les sols selon leur sensibilité à la liquéfaction
- Approche n°2 basée sur une méthode empirique permettant de déterminer le FoS de liquéfaction en comparant entre la résistance au cisaillement cyclique « Cyclic resistance ratio CRR » et le cisaillement induit par le séisme dans le sol « Cyclic stress ratio CSR ».

- Approche n°3 basée sur les essais sismiques de type SDMT réalisés en aval de la berme durant la campagne de reconnaissance réalisée en 2017 par le LBTP dans le cadre du projet Lucy.

Approche n°1 : Evaluation de la sensibilité à la liquéfaction des sols

L'évaluation de la sensibilité des sols de l'assise à la liquéfaction est réalisée en tenant compte des essais d'identification relatifs aux échantillons prélevés du site dans le cadre du projet Lucy.

Les limites de liquidité et les indices de plasticité des échantillons prélevés du site durant la campagne géotechnique de 2018 ont été introduits dans le diagramme de Seed ci-dessous. Ainsi, selon cette approche, les latérites et les saprolites sont peu sensibles à la liquéfaction ; CF. Figure n°11.

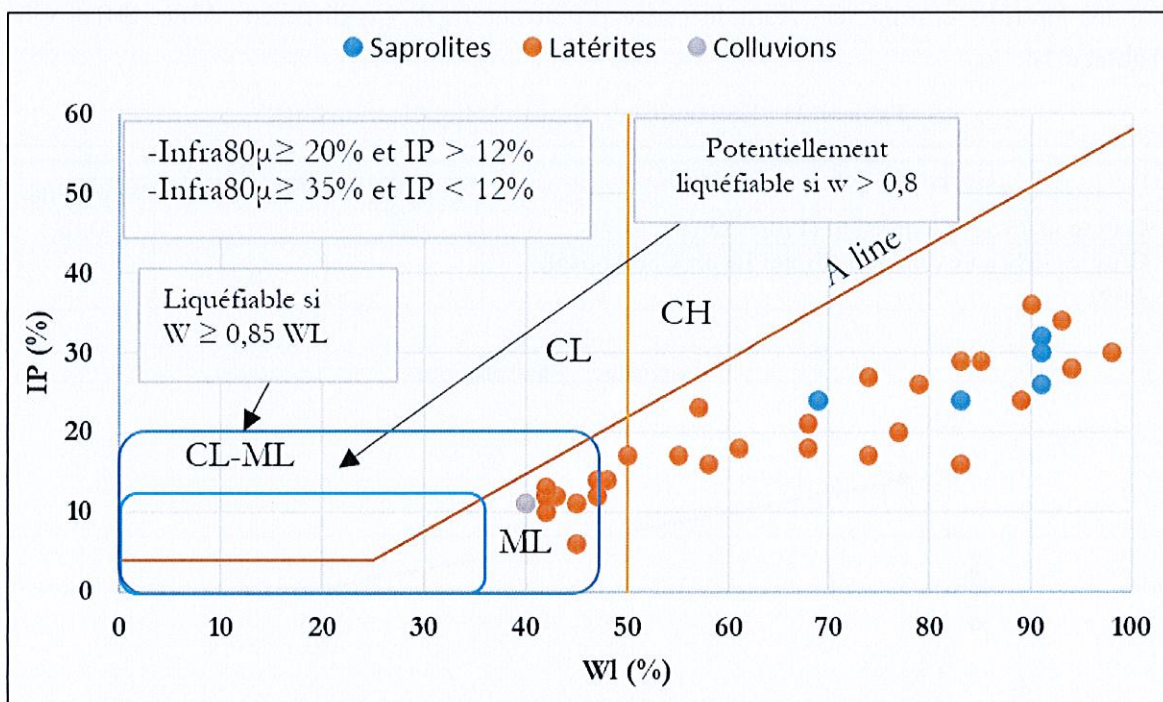


Figure 11 : Evaluation de la sensibilité à la liquéfaction des sols (Seed et al, 2003)

Approche n°2 : Evaluation sommaire du potentiel de liquéfaction

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction est défini par le rapport entre le CRR et le CSR, soit : $FoS = CRR / CSR$

Avec : CRR est le paramètre de résistance au cisaillement cyclique et CSR est le cisaillement induit par le séisme dans le sol

- Evaluation du CRR :

Des essais de cisaillement cycliques ont été réalisés par FUGRO sur sept échantillons dans le cadre de la campagne géotechnique de 2018 (Réf : Technical memorandum : 072-19118422 Rev 0). De plus, quatre essais de cisaillement cyclique DSS ont été réalisés sur un

échantillon de saprolite durant la campagne géotechnique réalisée dans le cadre du projet Lucy (Réf : 007-1648818).

Ces essais ont permis de déterminer, pour chaque échantillon, le nombre de cycles N pendant lequel apparaît une déformation axiale d'amplitude -3.75 % en extension. Le nombre de cycles N ainsi obtenu au cours de la séquence de cycles donnée est associé à l'amplitude Δq , puis au rapport de la résistance cyclique $\Delta q / 2pc$. CF. Figure n°12.

A partir de ces résultats, nous avons déterminé la résistance cyclique à la liquéfaction CRR pour les colluvions et les saprolites, correspondant à un nombre de cycles équivalent N_e égal à 22 (relatif à un séisme de magnitude 8). CF. figure n°13.

Pour les latérites, un seul essai a atteint une déformation de 3.75% ce qui est insuffisant pour déterminer le CRR. Ainsi, nous avons utilisé les résultats des essais cycliques réalisés sur les latérites compactées dans le cadre du projet Inpit Co-disposal ; Vale, 2018. CF. Tableau 14.

Tableau 14 : Résistance cyclique à la liquéfaction CRR

Critère de déformation axiale	CRR		
	Colluvions	Latérites	Saprolites
Critère -3.75% en extension (Projet Lucy ; 2017)	0,20	-	0,18
Critères -5% en extension (Projet In-pit Codisposal, 2018)	-	0,44	-

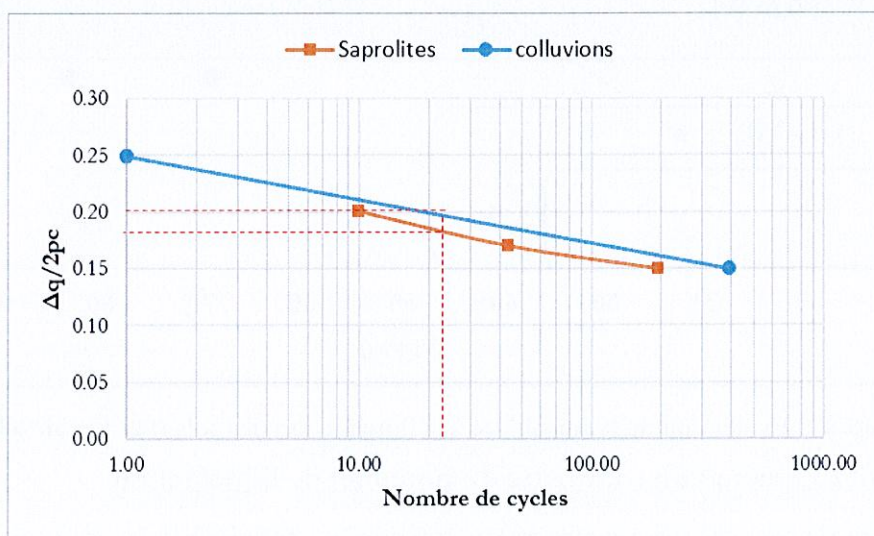


Figure 12 : Rapport de résistance cyclique en fonction du nombre de cycles correspondant à une déformation de 3.75%

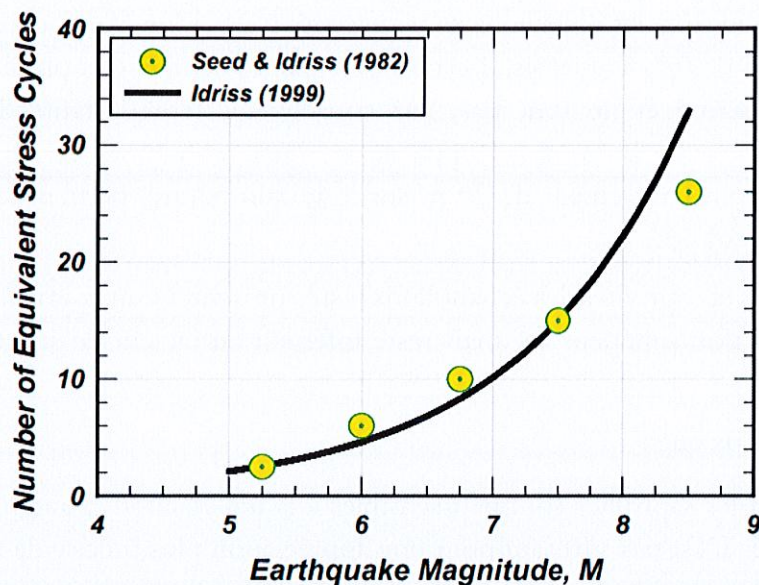


Figure 13 : Nombre de cycles équivalents à la magnitude du séisme (Idriss and Boulanger, 2004)

- Evaluation du CSR

Le cisaillement induit par le séisme dans le sol correspond à la contrainte de cisaillement cyclique normalisée par la contrainte effective verticale initiale et déterminée selon la formule suivante, estimée par la méthode proposée par Youd et Idriss (1998) :

$$\text{CSR} = 0,65 \times \alpha \times (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) \times r_d$$

Dans cette expression :

- α est le rapport entre l'accélération horizontale maximale a_{\max} et l'accélération de la pesanteur ;
- σ_{v0} est la contrainte totale verticale initiale ;
- $\sigma_{v0} = \sigma'_{v0} + u$, avec u : la pression interstitielle résiduelle $u = r_u \times \sigma_{v0}$ ($r_u = 0,25$) ;
- r_d : coefficient réducteur de l'action sismique avec la profondeur z .
- Calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des coefficients de sécurité calculés pour les profondeurs de prélèvement des échantillons et ce pour les colluvions, latérites et saprolites.

Tableau 15 : Résultats de calcul des coefficients de sécurité vis à vis de la liquéfaction

	Profondeur (m)	Fs= CRR/CSR		
		Critère - 3.75% en extension	Critère -5% en extension	FoS minimal requis par l'Eurocode 8
Colluvions	6.03-6.08	0.67	-	1.25
	6.17-6.22	0.67	-	
	6.28-6.33	0.67	-	
Latérite	-	-	1.2	
Saprolite	60-60.5	1.15	-	

Ces calculs montrent que les colluvions sont susceptibles à la liquéfaction avec un facteur de sécurité proche de 0,7. Toutefois, il est à noter que ces colluvions ont été prélevés au pied aval de la berme et ne sont pas, par conséquent, représentatifs des colluvions consolidées situées sous la berme. L'application d'une contrainte de confinement de 350 kPa relative à un chargement de 20 m sur le terrain naturel permet de remonter ce facteur de sécurité à 1.15.

Quant aux latérites et saprolites, les échantillons testés présentent un coefficient de sécurité relatif à la liquéfaction supérieur à 1 mais reste inférieur au facteur de sécurité requis par l'Eurocode 8.

Ainsi, nous estimons que :

- Les latérites et les saprolites sont peu-sensibles à la liquéfaction. Toutefois, le nombre d'essais réalisés n'est pas suffisant pour une appréciation plus précise de ce potentiel et il est ainsi indispensable de réaliser des essais complémentaires pour mieux évaluer le potentiel de liquéfaction des latérites et des saprolites.
- Les colluvions situées en aval de la berme semblent potentiellement liquéfiables. Ce potentiel peut être amélioré par la mise en place d'une butée au pied de la berme actuelle.

Approche n°3 : Evaluation de la liquéfaction par les essais sismiques de type SDMT

Les essais sismiques de type SDMT réalisés en aval de la berme (LBTP,2016 ; Projet Lucy1.0) permettent d'évaluer le potentiel de liquéfaction des fondations et ce en rapportant les résultats des mesures des vitesses des ondes de cisaillement dans le sol sur le diagramme de Andrus et Stokoe 2000. CF. Figure n°14. Ces résultats montrent que les fondations sont globalement non liquéfiables pour le séisme extrême SEE (PGA=0.24 g).

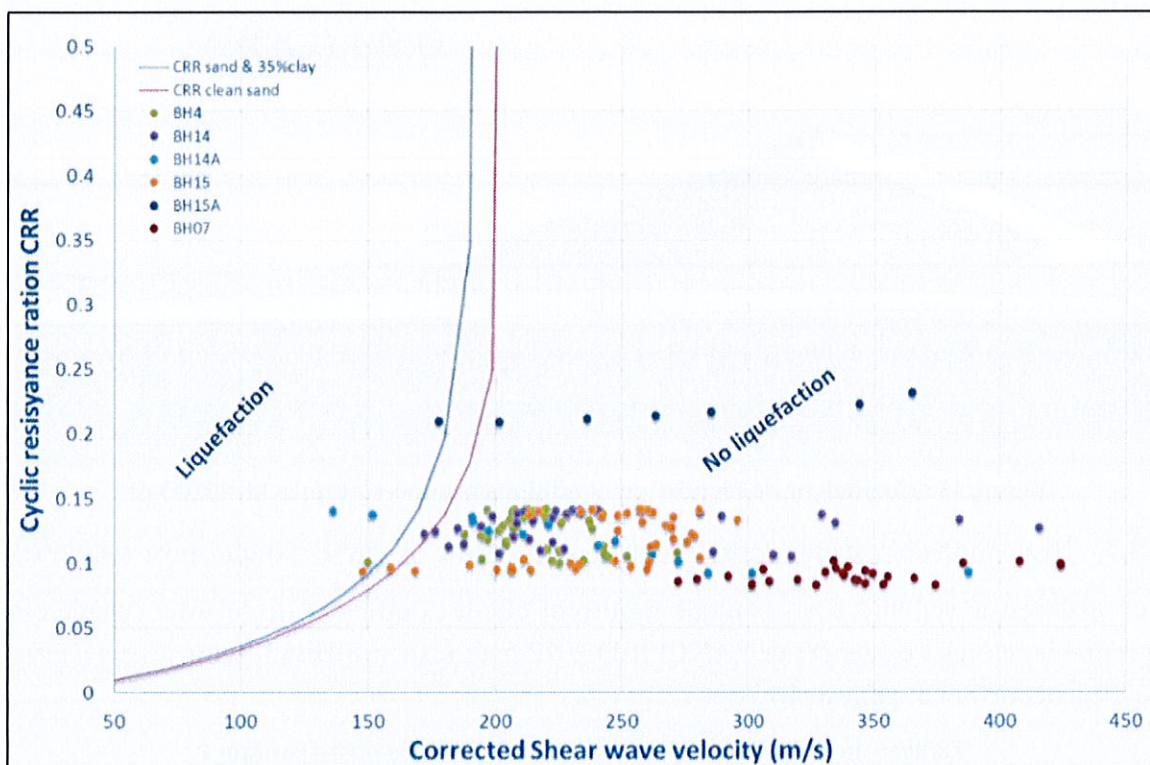


Figure 14 : Evaluation du potentiel de liquéfaction des matériaux constituant les fondations de la berme : Campagne géotechnique LBTP,2016 ; Projet Lucy1.0.

Ainsi, au vu de ces analyses sommaires de liquéfaction, nous estimons que les matériaux constituant les fondations de la berme KO2 sont peu-sensibles à la liquéfaction. Toutefois, il est indispensable de réaliser des essais géotechniques complémentaires pour réaliser une appréciation plus précise de la liquéfaction.

8.3.2 Evaluation de la stabilité au cours du séisme (Analyse pseudo-statique)

L'analyse pseudo-statique pour le séisme de projet OBE ($PGA = 0,09$ g), donne un coefficient de sécurité FoS proche de 0,9, qui est inférieur à la valeur requise fixée à 1,1.

Pour obtenir un coefficient de sécurité supérieur à 1, l'accélération sismique PGA doit être inférieure à 0,04 g. CF. Figure n°15.

Cette accélération correspond à une récurrence proche de la centennale.

Nous tenons à préciser que les calculs réalisés sans application des facteurs de sécurité partiels exigés par l'Eurocode 8, donne un coefficient de sécurité de 1, pour une accélération PGA égale à 0,075g correspondant à une récurrence de 300 ans.

En prenant en considération que les calculs pseudo-statiques sont conservateurs, nous estimons que la berme peut résister aux séismes de récurrence comprise entre 100 et 300 ans, avec la probabilité de non dépassement, requise par l'étude de dangers, soit une valeur inférieure à 1% durant les trois prochaines années.

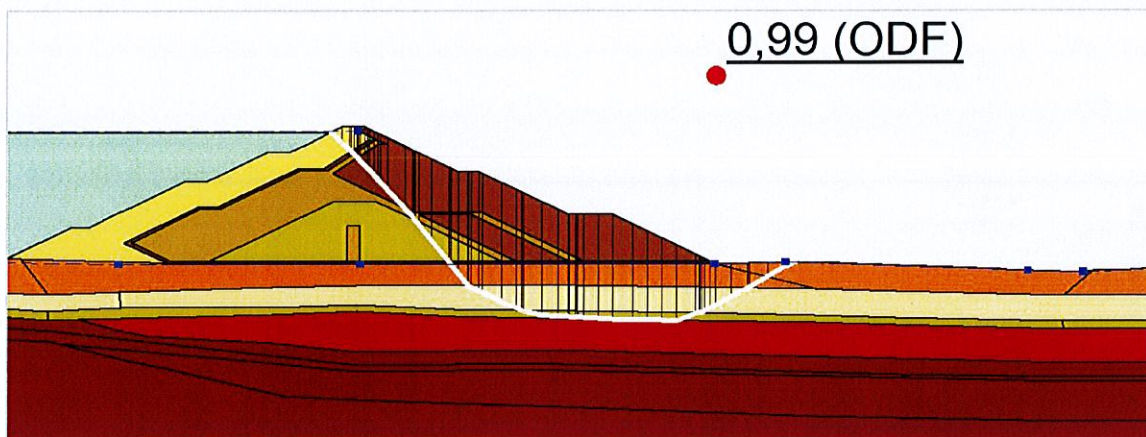


Figure 15 : Coefficient de sécurité en conditions pseudo-statiques $kh=0,043 g^2$

8.3.3 Evaluation de la stabilité après le passage du séisme (Analyse statique, post-sismique)

Les analyses de stabilité post-sismique montrent que le coefficient de sécurité calculé est acceptable selon les exigences de l'ANCOLD 2012 mais reste insuffisant selon les exigences de l'Eurocode 8. Cf. tableau 16

Tableau 16 : Coefficient de sécurité en conditions post-sismiques

Calcul réalisé par :	Hatch	Golder	MECATER	Coefficient de sécurité requis
Coefficient de sécurité selon l'ANCOLD 2012 (avec réduction de 20% des caractéristiques mécaniques)	1.01	1.07	1.04	1 à 1.2
Coefficient de sécurité selon Eurocode 8 (avec application des coefficients de sécurité partiels sur les caractéristiques mécaniques)	-	-	0.93	1.0

Compte de tenu des incertitudes sur les résistances de cisaillement résiduelles non drainées, nous fixons la valeur requise du coefficient de sécurité dans le calcul ANCOLD 2012 à 1,2.

² La mention ODF Over designed factor indique que le calcul de stabilité est réalisé en tenant compte des facteurs de sécurité partiels ou en tenant compte des paramètres géotechniques résiduels

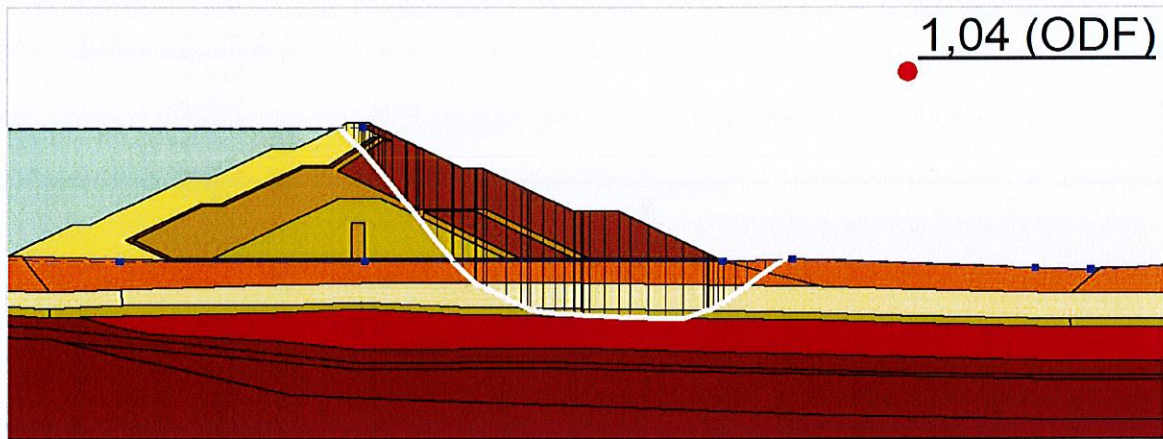


Figure 16 : Coefficient de sécurité en conditions post-sismiques selon l'ANCOLD 2012

Nous tenons à préciser que Golder suppose que les sollicitations sismiques ne provoquent pas de réduction des résistances au cisaillement non drainées et adopte les valeurs de pic dans l'analyse post-sismique.

MECATER et Hatch, se sont basés sur les essais cycliques effectués en laboratoire et sur, l'approche de Seed et Makdisi (1998) pour adopter des résistances de cisaillement résiduelles non drainées égales à 80% des valeurs au pic.

En se basant sur ces calculs, nous estimons que le potentiel de stabilité n'est pas suffisant et ne satisfait pas les exigences de l'ANCOLD 2012 et de l'Eurocode 8.

8.3.4 Estimation des déformations induites par le séisme de projet (SEE et OBE) et évaluation de leurs impacts sur l'intégrité de l'ouvrage

L'évaluation des déplacements irréversibles de la berme KO2 en cas d'un séisme de type SEE a été réalisé par Golder (Ref 017-1783848, 008). Cf. Figure n°17.

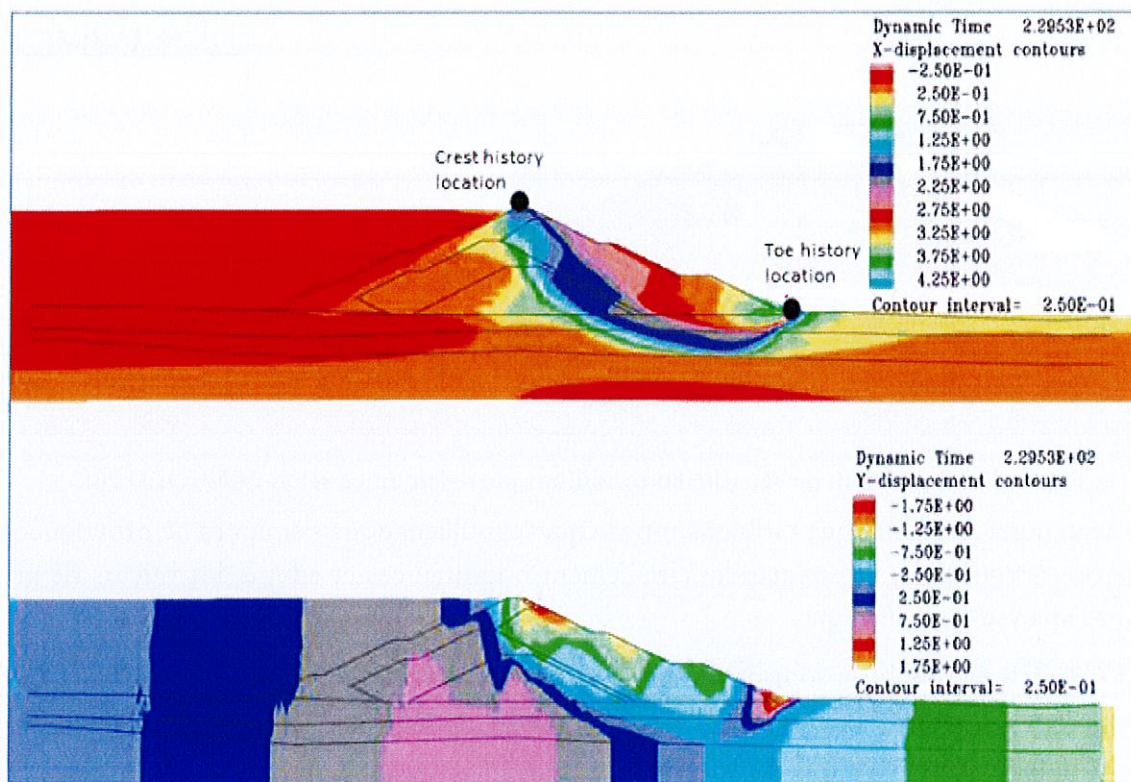


Figure 17 : Résultats des analyses de stabilité dynamique de la berme KO2 avec un séisme de type SEE ; (Golder, 2018)

Les déplacements irréversibles calculés le long de la surface de glissement sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 17 : Déplacements irréversible de la berme en cas de séisme de type SEE (selon les calculs réalisés par Goder, 2018)

Critère	Déplacement suite à un séisme de récurrence 0.24g réalisé par Golder ; 2018 Ref 017-1783848R	Seuils à retenir
Déplacement irréversible maximale sur la surface de glissement amont-aval	En crête : 1,75 m Au pied : 3.5 m Valeur maximale retenue : 3.5m	Minimum de (\leq) : 3% de la hauteur (1.8 m) 1/3 de la largeur du filtre (2 m) Seuil maximal retenu pour la berme KO2 : 1.8 m
Tassement maximal	En crête : 1,1 m Au pied : 1.5 m Valeur maximale retenue : 1.5m	Minimum de (\leq) : -3% de la hauteur (1.8m) -1/3 de la revanche (1 m) -1 m Seuil maximal retenu pour la berme KO2 : 1 m

Ces résultats de calcul de stabilité dynamique de la berme KO2 montrent que le passage du séisme de dimensionnement peut provoquer des déformations qui dépassent les tolérances imposées par l'Eurocode 8.

Nous estimons ainsi que la marge de sécurité vis-à-vis du séisme de projet n'est pas satisfaisante pour garantir l'intégrité de l'ouvrage à long terme.

Ces calculs sont en cours de vérification par MECATER. Les résultats seront présentés dans le rapport de synthèse finale de l'étude.

En se basant sur les résultats des calculs présentés dans ce paragraphe, nous estimons que :

- La stabilité à long terme de la berme est garantie avec une marge de sécurité très confortable, conforme aux exigences de l'ANCOLD 2012 et à l'Eurocode 8. Cette marge permet de couvrir les aléas liés à l'exploitation du parc à résidus et aux fluctuations périodiques des pressions d'eau dans l'assise ainsi que les aléas liés à l'étanchéité du talus amont de la berme.
- La marge de sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques ne satisfait pas les exigences de l'ANCOLD 2012 ni celles de l'Eurocode 8. Elle n'est pas suffisante pour garantir l'intégrité de l'ouvrage pour le séisme de projet (OBE 475 ans et SEE 10 000 ans).
- Les analyses en pseudo-statique montrent que la marge de sécurité actuelle permet de garantir l'intégrité de la berme sous des séismes de période de retour comprise entre 100 et 300 ans et donnent ainsi un délai raisonnable de 3 ans pour réaliser des travaux de confortement en toute sécurité. Autrement dit au cours des années 2021 -2023, le risque sera négligeable et ce en conformité avec l'étude de dangers.

9 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA BERME

Afin d'améliorer le potentiel de stabilité de la berme KO2, VNC envisage de construire une verse en résidus asséchés contre le talus aval de la berme. Compte tenu de la durée des travaux, et dans le but d'obtenir les améliorations de la marge de sécurité requise par l'ANCOLD 2012 et l'Eurocode 8, la construction de la verse sera réalisée en trois phases :

- **Phase 1 (2021-2023) :** Construction d'une « petite butée » permettant de confiner la zone la plus critique située entre les profils CH500 et CH700. Ce confinement permet d'améliorer la marge de sécurité. Et de permettre à la berme de résister aux séismes de récurrence supérieure à 400 ans.
- **Phase 2 (2023-2025) :** Construction de la « butée ultime » permettant à la berme de résister au séismes de projet (SEE et OBE) et ce conformément aux exigences de l'ANCOLD 2012 et à l'Eurocode 8.
- **Phase 3 :** Construction de la verse en résidus en aval de la berme. Cette verse remontera jusqu'à la crête actuelle de la berme et s'étalera à plus de 500 m du pied aval de la berme actuelle.

9.1. Pré-dimensionnement de la « petite butée »

Pour le dimensionnement de la petite butée et vu son caractère temporaire, nous avons adopté les critères suivants :

- Séisme de dimensionnement $PGA=0,08g$ correspondant à une récurrence 400 ans.
- Coefficient de sécurité supérieur à 1, pour les calculs pseudo-statiques avec une accélération de $0,08g$ et avec un coefficient partiel de 1,2 sur les résistances de cisaillement non drainées. Cf. Figure n°18.
- Coefficient de sécurité supérieur à 1, pour les calculs post-sismiques avec l'affectation d'un coefficient de sécurité partiel de 1,2 sur les résistances de cisaillement résiduelles non drainées.

La géométrie optimale de la petite butée qui permet de satisfaire les critères ci-dessus présente les caractéristiques suivantes : Hauteur 20 m, largeur en crête 60 m, pente du talus aval 5H/1V et volume de $1Mm^3$, Cf Figure n°19.

Cette géométrie donne des coefficients de sécurité respectifs de 1,01 pour les calculs pseudo-statiques et de 1,17 pour les calculs post-sismiques.

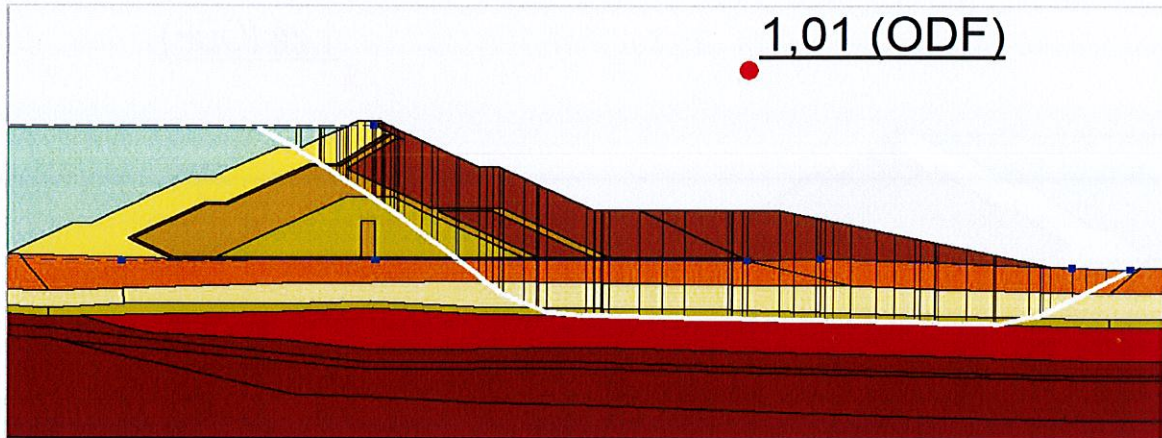


Figure 18 : Coefficient de sécurité en conditions pseudo-statiques $k_h=0,08$ g « petite butée »

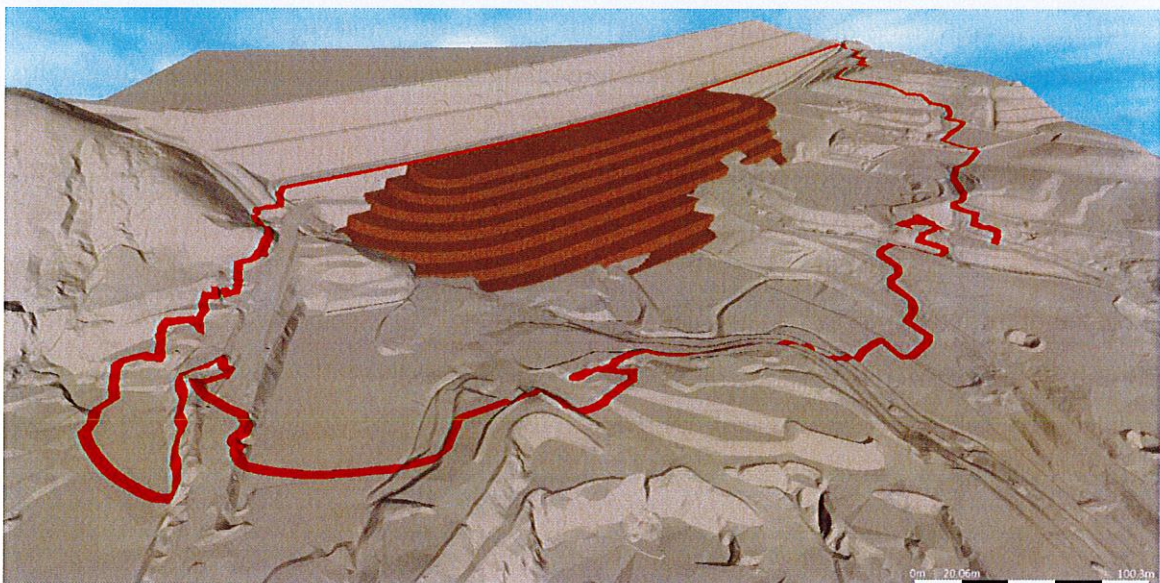


Figure 19 : Vue 3D de la petite butée et contour (en rouge) de la butée ultime (en cours d'optimisation)

9.2. Pré-dimensionnement de la « butée ultime »

Pour le dimensionnement de la butée ultime et vu son caractère définitif, nous avons adopté les critères suivants :

- Séisme de dimensionnement $PGA=0,09g$ correspondant à une récurrence 475 ans correspondant au séisme du projet OBE.
- Coefficient de sécurité supérieur à 1,1 pour les calculs pseudo-statiques avec une accélération de $0,09g$ et avec un coefficient partiel de 1,2 sur les résistances de cisaillement non drainées.
- Coefficient de sécurité supérieur à 1,1 pour les calculs post-sismiques avec l'affectation d'un coefficient de sécurité partiel de 1,2 sur les résistances de cisaillement résiduelles non drainées.

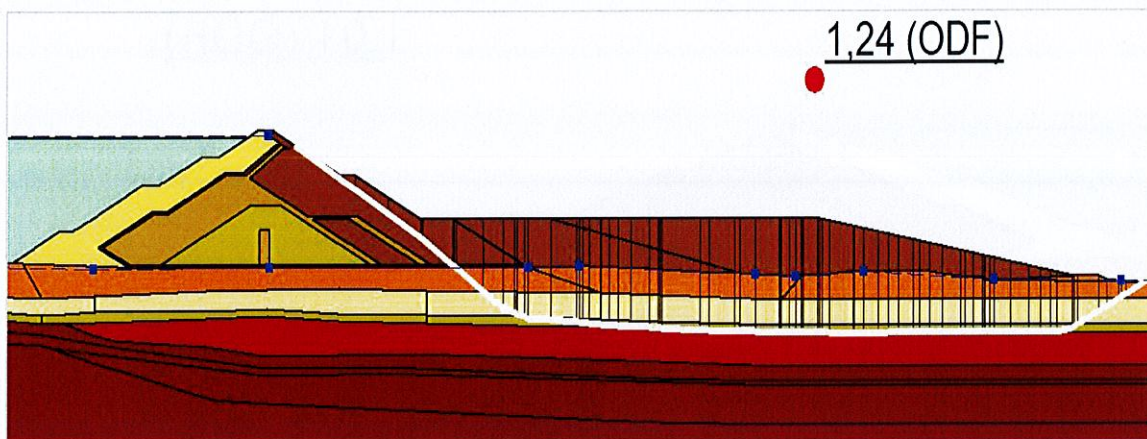


Figure 20 : Coefficient de sécurité en conditions pseudo-statiques $k_h=0,09\text{ g}$ « butée ultime »

La géométrie optimale de la butée ultime qui permet de satisfaire les critères ci-dessus présente les caractéristiques suivantes : Hauteur 20 m, largeur en crête 225 m, pente du talus aval 5H/1V,

Cette géométrie donne des coefficients de sécurité respectifs de 1,24 pour les calculs pseudo-statiques et de 1,6 pour les calculs post-sismiques.

En se basant sur ces calculs, nous pensons que la construction de la butée ultime permet à la berme de résister au séisme de projet « OBE $\text{PGA}=0,09\text{g}$ » sans désordres significatifs.

Pour justifier la résistance de la berme au séisme extrême « SEE $\text{PGA}=0,24\text{g}$ », MECATER réalisera des calculs dynamiques simplifiés selon la démarche proposée par l'ANCOLD 2012 et en utilisant les tolérances de déformation proposées dans l'Eurocode 8.

10. CONCLUSION

L'étude de stabilité de la berme KO2 est réalisée en tenant compte de la géologie et des paramètres géotechniques recueillis durant les études antérieures d'aménagement de la berme KO2 et du projet Lucy. Suite à l'analyse de ces données, nous relevons les constats suivants :

- Nous approuvons le choix du profil CH 500 comme profil de référence pour l'analyse de stabilité de la berme.
- Nous recommandons de distinguer les couches de latérites et les couches de saprolites terreuses qui sont plus plastiques et qui présentent une résistance au cisaillement plus faible que celles des latérites.
- Nous approuvons globalement le choix des caractéristiques géo-mécaniques utilisées dans les calculs sauf le choix du ratio d'accroissement de la cohésion non drainée dans les latérites que nous évaluons à 0,3 au lieu de 0,25.
- Nous recommandons des investigations géotechniques et des essais de laboratoire complémentaires et ce dans le but de confirmer certaines hypothèses. Notamment les résistances au cisaillement non drainées.

En se référant à l'étude sismo-tectonique du BRGM 2015, nous proposons de limiter le séisme de projet OBE à une accélération $PGA = 0.09g$. L'accélération utilisée dans les études antérieures 0,15g est trop forte et non justifiée.

En se référant à l'ANCOLD 2012 et à l'Eurocode 8, nous avons proposé une démarche d'analyse de stabilité spécifique au projet.

Les analyses de stabilité de la berme à son état actuel nous permettent d'affirmer que :

- La stabilité à long terme de la berme est garantie avec une marge de sécurité très confortable, conforme aux exigences de l'ANCOLD 2012. Cette marge permet de couvrir les aléas liés à l'exploitation du parc à résidus et aux fluctuations périodiques des pressions d'eau dans l'assise ainsi que les aléas liés à l'étanchéité du talus amont de la berme.
- La marge de sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques ne satisfait pas les exigences de l'ANCOLD 2012 ni celles de l'Eurocode 8. Elle n'est pas suffisante pour garantir l'intégrité de l'ouvrage pour les séismes du projet (OBE 475 ans et SEE 10 000 ans).
- Les matériaux constitutifs de la fondation de la berme présentent un potentiel de liquéfaction acceptable sauf les colluvions de surface situées en aval de la berme. Ce potentiel de liquéfaction sera normalement amélioré avec la construction d'une butée de pied.
- Les analyses en pseudo-statique montrent que la marge de sécurité actuelle permet de garantir l'intégrité de la berme sous des séismes de période de retour comprise entre 100 et 300 ans et donnent ainsi un délai raisonnable de 3 ans pour réaliser des travaux de

confortement en toute sécurité. Autrement dit au cours des années 2021 -2023, le risque serait négligeable et ce en conformité avec l'étude de dangers du projet.

La construction d'une verse à résidus telle qu'envisagée par VNC permet de mettre la berme en conformité avec les exigences de l'ANCOLD 2012 et de l'Eurocode 8.

Compte tenu de la longue durée des travaux de construction de la verse Lucy 2.0 et dans le but de respecter le niveau de risque négligeable exigé par l'étude de dangers, la construction de la verse doit être réalisée selon le phasage suivant :

- **Phase 1 (2021-2023)** : Construction d'une « petite butée » ayant un volume de l'ordre de **1 Mm³** et permettant de confiner la zone la plus critique située entre les profils CH500 et CH700. Ce confinement permet à la berme de résister aux séismes de récurrence supérieure à 400 ans.
- **Phase 2 (2023-2025)** : Construction de la « butée ultime » permettant à la berme de résister au séismes de projet (SEE et OBE) et ce conformément aux exigences de l'ANCOLD 2012 et à l'Eurocode 8.
- **Phase 3** : Construction de la verse à résidus en aval de la berme. Cette verse remontera jusqu'à la crête actuelle de la berme et assurera ainsi un confinement supplémentaire.

Nous tenons à préciser que ces conclusions restent provisoires, en attendant la confirmation par les résultats des calculs dynamiques en cours.

ANNEXE A: Résultats de calcul de stabilité-Coupe CH500

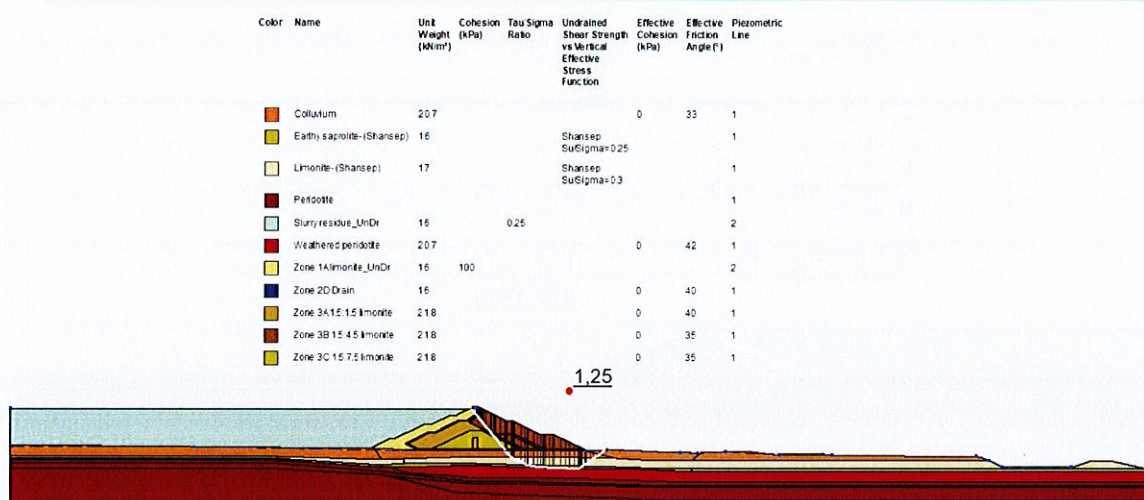


Figure A. 1 : Court terme avec perte de confinement

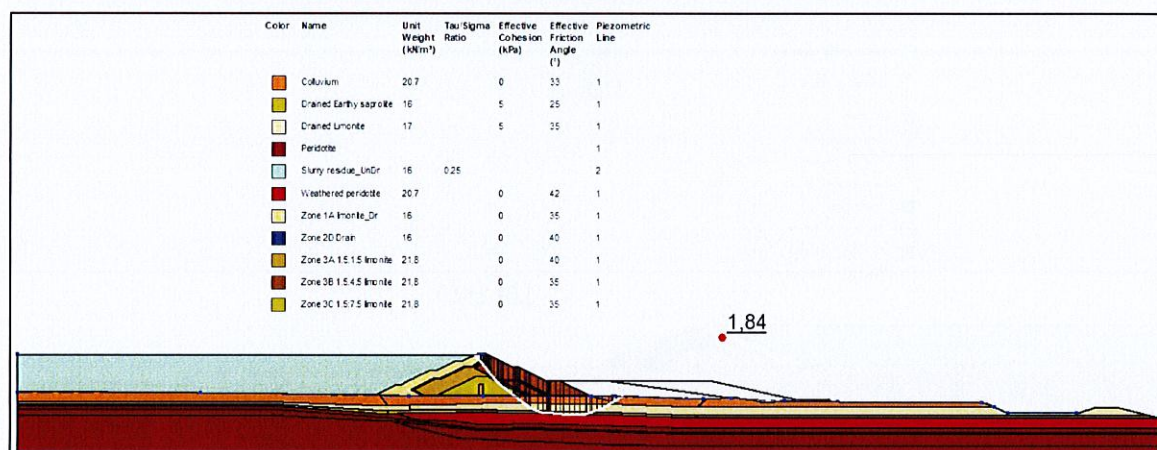


Figure A. 2 : Long terme

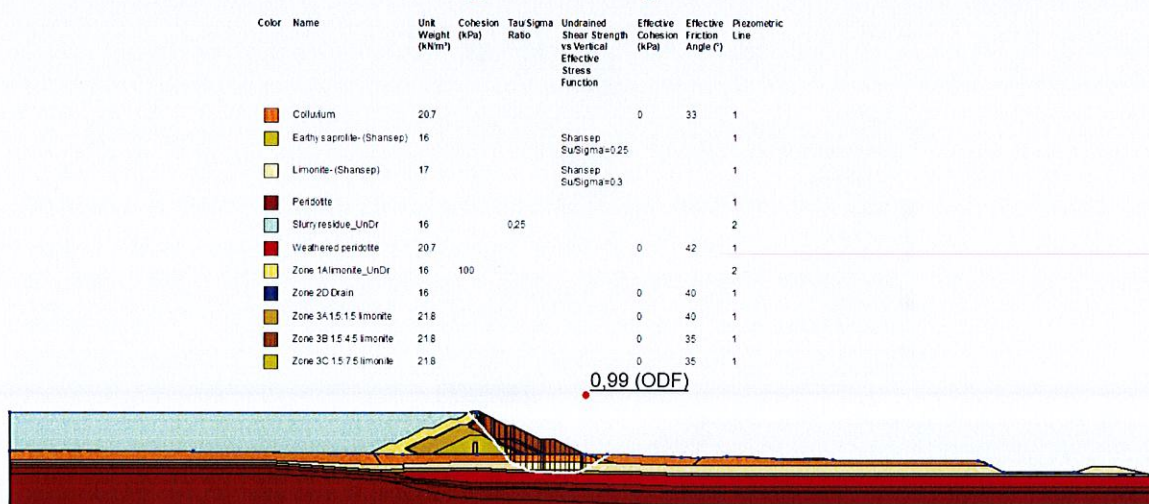


Figure A. 3 : Pseudo-statique $k_h=0,043\text{ g}$

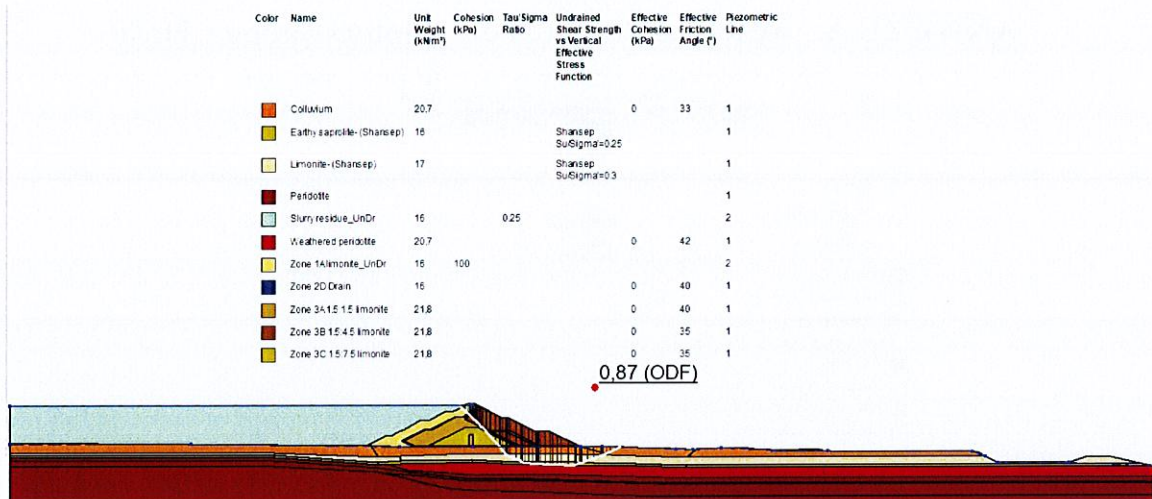


Figure A. 4 : Pseudo-statique kh=0,09 g

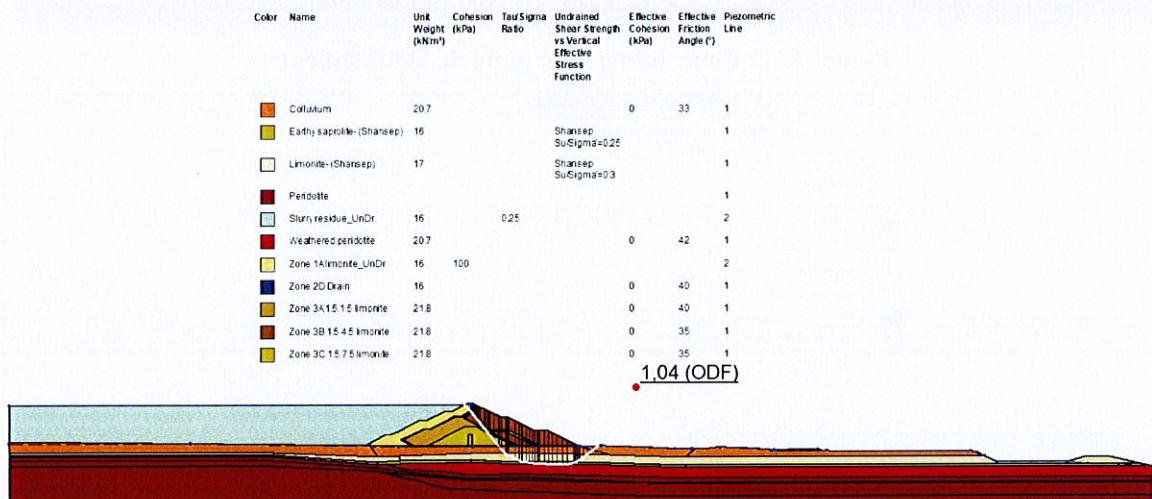


Figure A. 5 : Post-sismique selon l'ANCOLD 2012

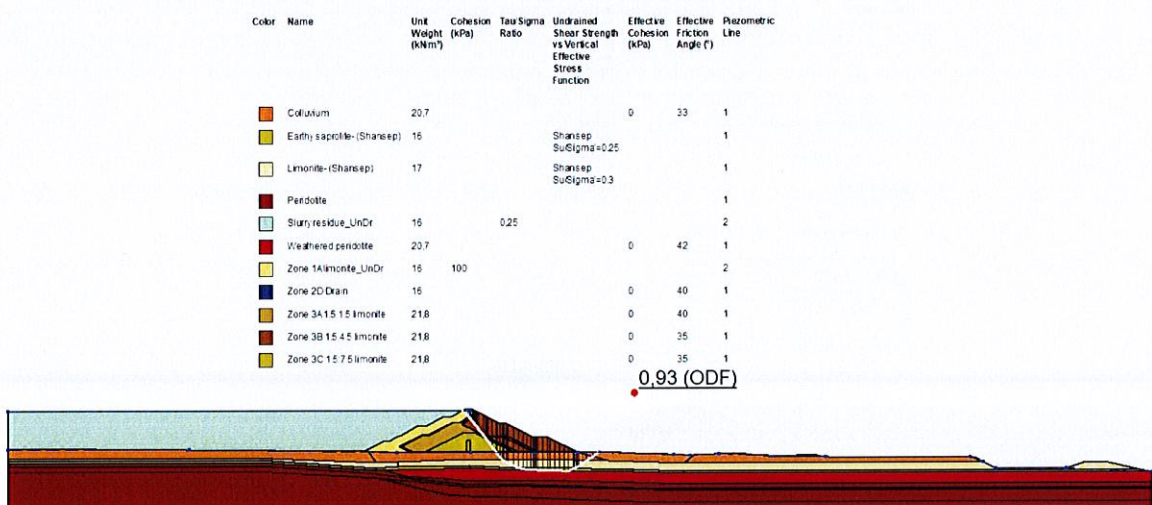


Figure A. 6 : Post-sismique selon l'Eurocode 8

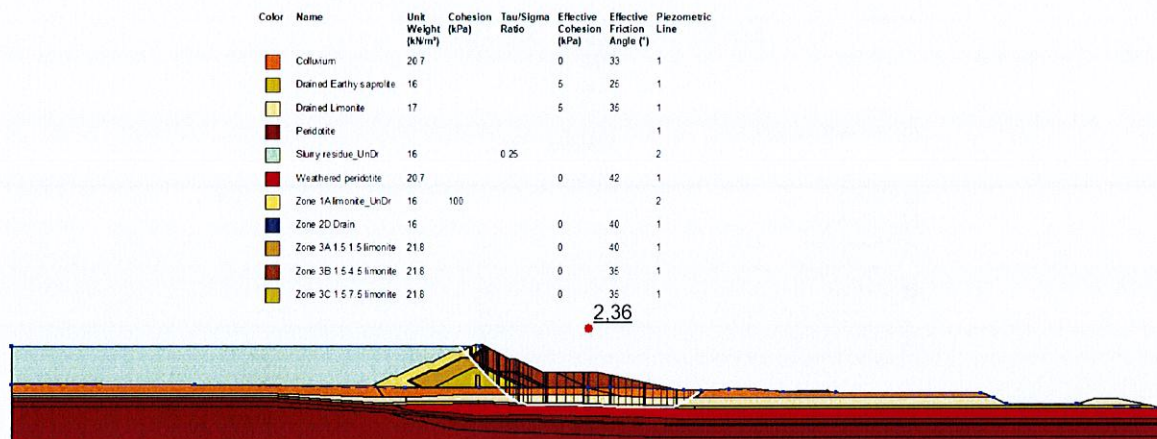


Figure A. 7 : Long terme « petite butée »

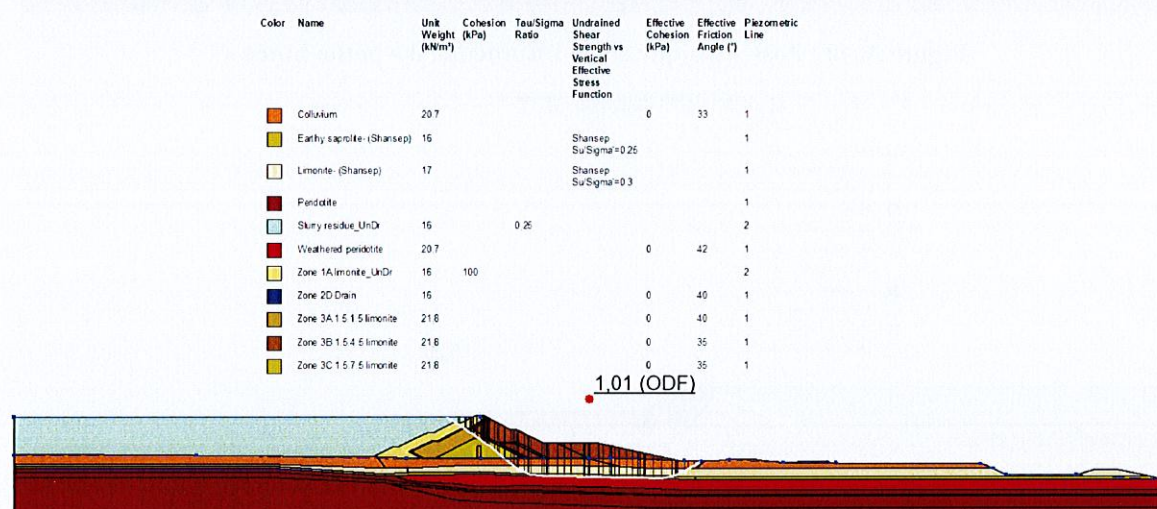


Figure A. 8 : Pseudo-statique kh=0,08 g « petite butée »

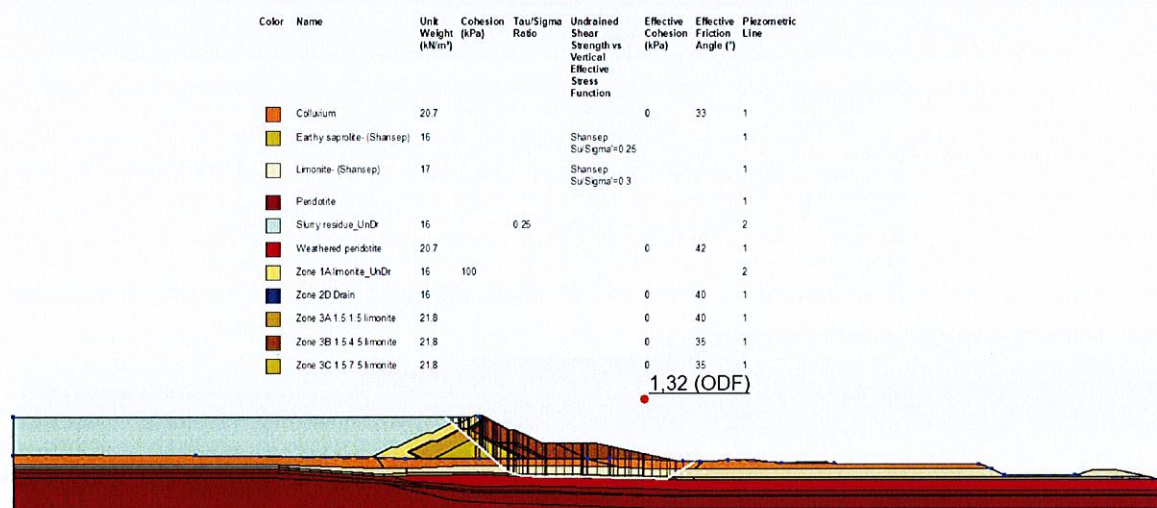


Figure A. 9 : Post-sismique selon l'ANCOLD 2012 « petite butée »

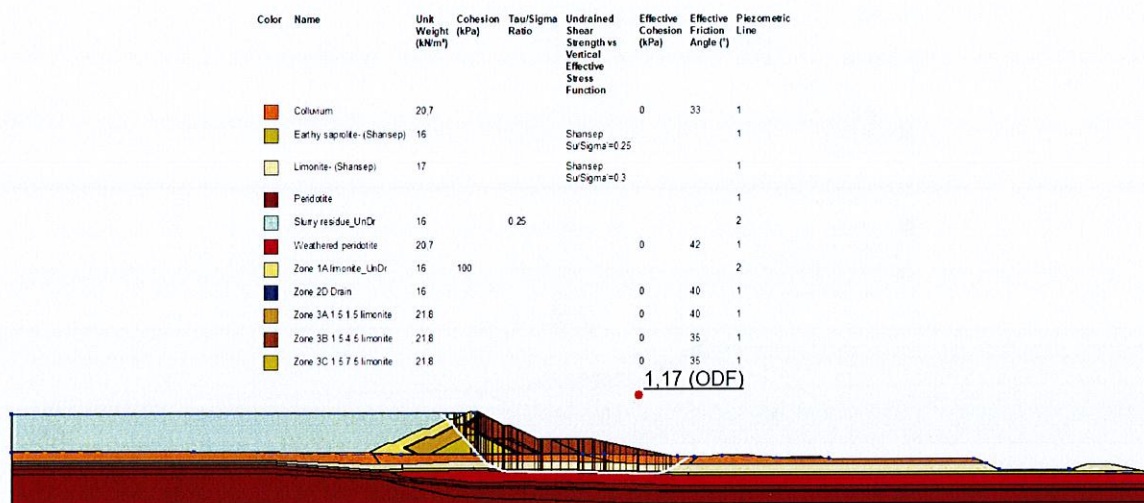


Figure A. 10 : Post-sismique selon l'Eurocode 8 « petite butée »

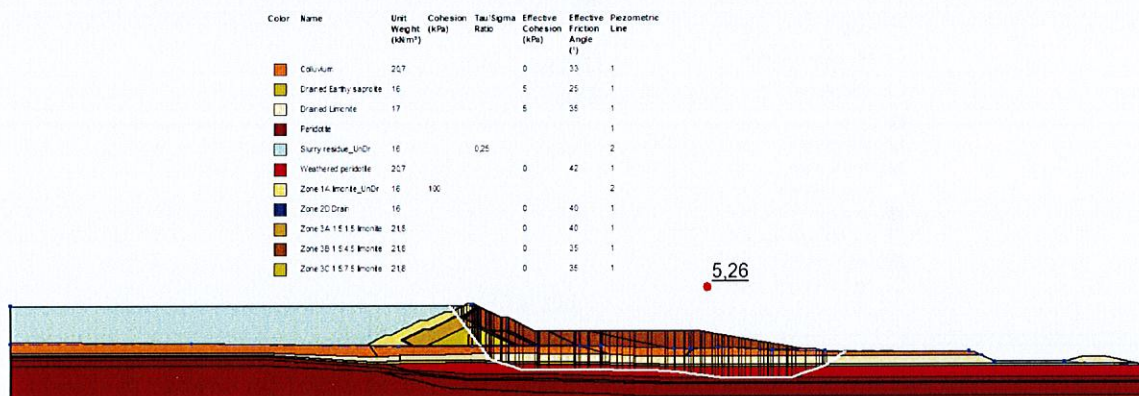


Figure A. 2 : Long terme « butée ultime »

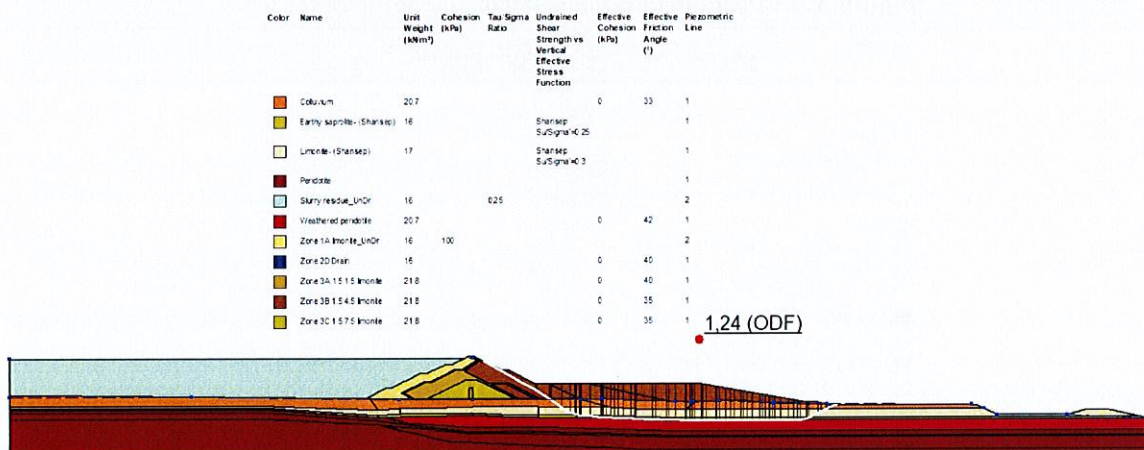


Figure A. 12 : Pseudo-statique OBE kh=0,09 g « butée ultime »

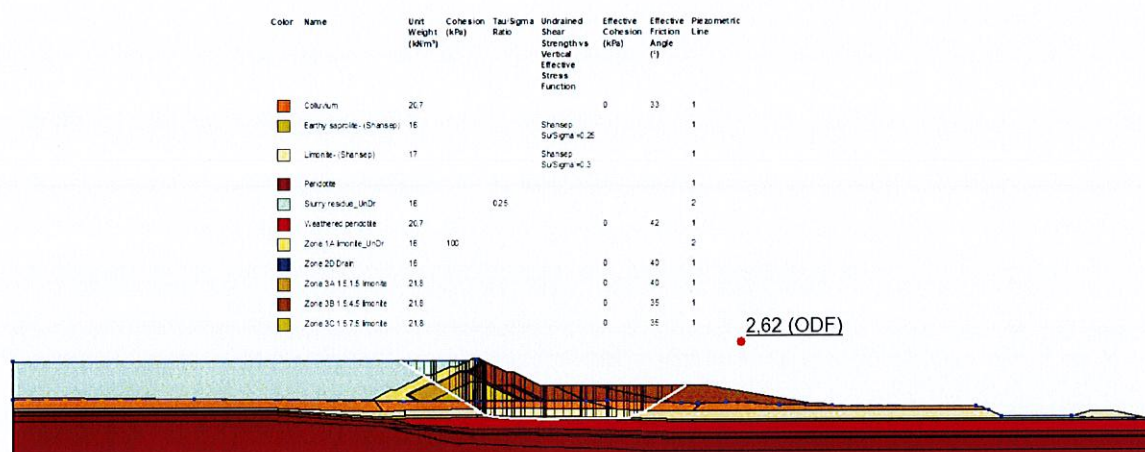


Figure A. 13 : Post-sismique selon l'ANCOLD 2012 « butée ultime »

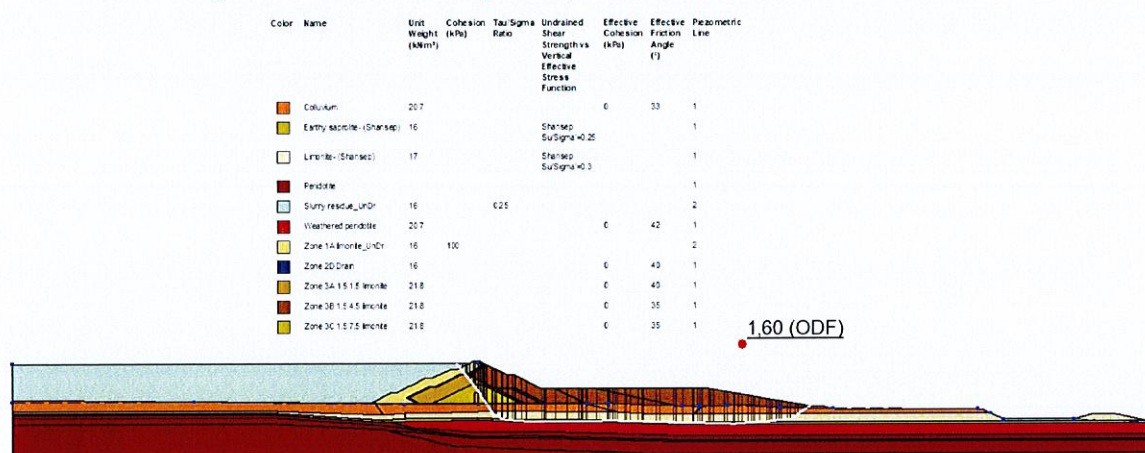


Figure A. 14 : Post-sismique selon l'Eurocode 8 « butée ultime »

