



HAL
open science

Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement

Anthony Mouyeaux

► To cite this version:

Anthony Mouyeaux. Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. Génie civil. Université Clermont Auvergne [2017-2020], 2017. Français. NNT : 2017CLFAC002 . tel-01610079

HAL Id: tel-01610079

<https://theses.hal.science/tel-01610079>

Submitted on 4 Oct 2017

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'ordre : D.U. 2791

EDSPI : 789

UNIVERSITÉ CLERMONT AUVERGNE
ECOLE DOCTORALE
SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT-FERRAND

THÈSE

présentée par

Anthony MOUYEAUX

pour obtenir le grade de :

DOCTEUR D'UNIVERSITÉ

Spécialité : Génie Civil

ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS STOCHASTIQUES
DE LA FIABILITÉ DES BARRAGES EN REMBLAI
VIS-À-VIS DU RISQUE DE GLISSEMENT

Soutenue publiquement le 31 janvier 2017 devant le jury composé de :

MM.

Pr	Gabriel AUVINET	Université Nationale du Mexique	Rapporteur
MCF	Claude BACCONNET	Université Clermont Auvergne	Examinateur
MCF	Philippe BRESSOLETTE	Université Clermont Auvergne	Examinateur
Pr	Pierre BREUL	Université Clermont Auvergne	Co-directeur de thèse
Dr	Claudio CARVAJAL	IRSTEA	Examinateur
Pr	Daniel DIAS	Université Grenoble-Alpes	Rapporteur et président du jury
HDR	Laurent PEYRAS	IRSTEA	Co-directeur de thèse
Dr	Bachir TOUILEB	Artelia Group	Examinateur

A celles et ceux qui m'ont souri...

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier l'Institut Pascal et IRSTEA pour m'avoir permis de réaliser ce travail de thèse et pour m'avoir accueilli dans leurs locaux pendant ces trois années. J'adresse également toute ma reconnaissance aux membres de ces deux instituts qui ont composé mon comité de pilotage de thèse et qui m'ont accompagné, encadré, corrigé et soutenu tout au long de ce travail, et plus particulièrement à :

- Pierre BREUL, co-directeur de thèse et professeur à l'Université Clermont Auvergne, pour son ouverture d'esprit, sa bonne humeur générale et son parler direct, qui sont pour moi des qualités humaines estimables ;
- Laurent PEYRAS, également co-directeur de thèse et directeur adjoint de l'unité de recherche RECOVER au sein d'IRSTEA, pour sa sympathie et sa grande aptitude à la synthèse et à l'organisation, compétences très appréciables lors de la rédaction d'articles ;
- Philippe BRESSOLETTE, maître de conférences à l'Université Clermont Auvergne, pour sa gentillesse, sa disponibilité et l'aide précieuse qu'il m'a apportée concernant la partie numérique ;
- Claude BACCONNET, maître de conférences à l'Université Clermont Auvergne, pour son aide et ses conseils sur le volet géostatistique notamment, et pour sa grande humanité en général ;
- Claudio CARVAJAL, ingénieur de recherche à IRSTEA, pour son extrême patience, sa disponibilité perpétuelle et sa rigueur légendaire, qui m'a demandé beaucoup d'efforts mais n'était rarement malvenue. En étant mon interlocuteur privilégié, j'espère pouvoir désormais dire que ce n'est plus seulement un collègue mais un ami.

Messieurs, encore merci pour le temps que vous avez chacun pu m'accorder durant ces trois ans que ce soit au cours des différentes réunions groupées ou des discussions personnelles. En plus de votre appui technique et de vos conseils, vous avez su m'encourager et vous accommoder de mon caractère, ce qui peut parfois être fastidieux... Ce travail est aussi le vôtre.

J'exprime également ma gratitude la plus sincère à :

- Gabriel AUVINET, professeur de l'Université Nationale du Mexique ;
- Daniel DIAS, professeur à l'Université Grenoble-Alpes ;
- Bachir TOUILEB, docteur en génie civil et ingénieur au sein d'Artelia Group,

pour avoir accepté de faire partie du jury de thèse en tant que rapporteurs et examinateur. Ce fût un plaisir d'échanger avec vous, et je vous remercie pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et les remarques et corrections pertinentes que vous avez su formuler à son sujet.

J'ai le souvenir d'avoir été intéressé par le milieu de la recherche depuis le début de mes études, et je me suis douté très tôt que je finirai par faire une thèse. Au commencement de celle-ci, je ne la voyais plus forcément seulement comme une modeste avancée d'un domaine scientifique spécifique mais plutôt comme un défi personnel, un challenge que je voulais relever, pour voir s'il m'était possible de produire l'effort nécessaire à un tel projet. Après trois ans, la réponse à cette question m'est apparue mais sous une forme quelque peu différente de celle que je m'étais imaginée...

En plus de l'expérience personnelle, la thèse a été pour moi une aventure humaine, et comme toute aventure humaine, elle m'a permis de rencontrer des personnes, bien souvent des collègues, et d'en apprécier, au fil des mois, les quelques défauts mais surtout les innombrables qualités !

Je tiens ainsi à saluer tous les membres (permanents, CDD, doctorants,...) de l'équipe génie civil, et plus largement, tous ceux du TR RIVAGE pour les échanges, professionnels ou non, que j'ai pu avoir avec eux, avec cependant une mention spéciale pour Isabelle OUSSET qui m'a très fortement aidé et fait gagner un temps précieux en partageant avec moi son expérience de *wrapping*.

Certains des collègues du centre IRSTEA d'Aix sont devenus plus que de simples collaborateurs, bien qu'il ait fallu un certain temps avant que les « jeunes » des différentes équipes se mélangent un peu... Sans aucun ordre particulier, et en m'excusant par avance de la probable non exhaustivité de cette liste, je tiens à saluer et à remercier toutes ces personnes avec qui j'ai pu partager certains moments de convivialité, mais aussi de doute ou de sincère introspection :

- aux différents stagiaires Emeline B., Jordan L., Sabrina T., Florian G., Gabriela A., et surtout Paola C.F. qui est devenue une grande amie, vous n'êtes passé que brièvement par le labo mais ce fût un grand plaisir de vous rencontrer et c'en est toujours un de vous revoir ;
- à l'équipe de grimpeurs (et plus particulièrement Aurore G., Philippe C. et Florian B.C.) merci pour les sorties en falaise ou en salle qui ont permis de prendre l'air et de se défouler ;
- enfin, à la longue liste de personnes avec qui il m'a été donné d'écumer certains bars d'Aix ou de passer de bons moments, avec, entre autres (que j'embrasse également) : les précédemment cités, Ayala L., Alban S., Ana Paula G.N., Sylvie C., Juliet A., Djibril S., Jacko, Mathilde B., Perrine B.; les Pierres et les Juliens, Michel H., Paula P.C., Nabgha G., etc.

Il y a de plus un certain lien qui se tisse avec des personnes lorsqu'on reste confiné avec elles sur une durée relativement longue et dans un espace restreint, que ce soit un appartement ou un open-space dont l'éclairage naturel n'est pas sans rappeler celui des meilleures caves...

Ainsi je souhaite exprimer brièvement une affection particulière à quatre personnes, initialement collègues mais devenus bien plus, qui m'ont accompagné pratiquement quotidiennement pendant ces trois ans et que j'espère je ne perdrai pas de vue.

A Simon D. qui a été mon coloc à la fin de la thèse, et avec qui j'ai bien évidemment partagé beaucoup de moments (dont certains mémorables !...), mais aussi des avis, opinions et confidences sur des sujets autrement plus intéressants et personnels.

A Laetitia F. qui a été, malheureusement pour elle, en face de moi pendant de longs mois dans le bureau et qui a eu la patience de supporter la plupart de mes taquineries sans trop m'en tenir rigueur. Merci à toi également pour les quelques discussions très profondes qu'on a pu avoir, et celles plus légères (sauf celles concernant des lapins...).

A Benjamin M., camarade d'actions stupides, pour son subtil grain de folie qui m'a beaucoup fait rire pendant la thèse, grâce notamment à sa légendaire fausse immodestie, mais m'a aussi apporté son aide technique (Matlab !) et morale sur différents aspects de la thèse.

A Gisèle B. (plus connue sous le terme très affectueux de « mamie » au vu de son âge avancé) qui est une des personnes les plus gentilles et les plus douces que j'ai pu rencontrer, mais sans pour autant être dépourvue de caractère... Nous avons tous les deux partagé beaucoup et tu connais je l'espère l'affection particulière que j'ai à ton égard.

Pour finir, je remercie mes amis de longue date (qui se reconnaîtront je l'espère sans que je les énonce), les compagnes qui ont fait un bout de vie à mes côtés, ainsi que toute ma famille parce que, même si vous n'en avez très certainement pas l'impression, vous m'avez aidé au quotidien à réaliser cette thèse, et tout ce que j'ai pu entreprendre d'ailleurs, grâce à votre affection, vos conseils et un certain soutien psychologique et moral issu des différentes discussions que nous avons pu avoir. Soyez toutes et tous conscients de l'amour que je vous porte et de l'importance que vous avez à mes yeux.

RESUME

Les ouvrages hydrauliques – barrages et digues – sont des ouvrages de génie civil à risque. Leur rupture engendre des conséquences humaines et matérielles souvent dramatiques. Parmi eux, les barrages en remblai représentent une part importante du parc de barrages au niveau national comme mondial, auxquels s'ajoutent d'importants linéaires de digues en remblai fluviales et maritimes.

La sécurité structurale de ces ouvrages est traditionnellement évaluée par des méthodes déterministes ou semi-probabilistes aux états-limites. Cependant, la réglementation française en matière d'ouvrages hydrauliques a récemment évolué en préconisant pour les grands barrages la réalisation d'études de dangers (EDD) basées sur les méthodes d'analyse de risques et impliquant l'utilisation de démarches probabilistes.

Dans ce cadre, l'objectif principal de la thèse est de développer une démarche probabiliste pour l'évaluation de la fiabilité structurale des ouvrages hydrauliques en remblai vis-à-vis du mécanisme de glissement, qui constitue l'état-limite conditionnant la géométrie de ces ouvrages. Le développement d'une telle démarche nécessite de traiter trois questions scientifiques principales :

- l'élaboration d'un modèle hydromécanique pour l'évaluation déterministe de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du mécanisme de glissement ;
- la modélisation probabiliste de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques et hydrauliques des matériaux constituant le remblai ;
- le couplage mécano-fiabiliste intégrant les modèles de variabilité spatiale au modèle hydromécanique.

De nombreux travaux de recherche ont été réalisés sur ces questions et sont disponibles dans la littérature scientifique. Cependant, ils ne traitent qu'une partie des aspects de la problématique globale d'évaluation de la fiabilité et l'absence de recherches intégratrices est à déplorer. Notre travail propose une démarche méthodologique intégrant l'ensemble des questions scientifiques, en mettant en œuvre des démarches de modélisation hydraulique et mécanique s'appuyant sur des données réelles disponibles sur un barrage en remblai. La démarche générale développée est appliquée à un barrage bien documenté servant de cas d'étude.

Le modèle hydromécanique utilise la méthode des éléments finis et est développé avec le code éléments finis Cast3M ouvert et compatible avec un usage en recherche scientifique. Ce modèle développé permet le calcul du facteur de sécurité de l'ouvrage par la méthode de réduction des paramètres de résistance, en intégrant un champ de pressions interstitielles calculé en régime transitoire.

La variabilité spatiale des paramètres des matériaux du remblai est modélisée à partir d'une analyse géostatistique des mesures de contrôle de compactage sous forme de champs aléatoires qui sont intégrés au modèle éléments finis. Un couplage mécano-fiabiliste entre le code de calcul Cast3M et le logiciel de fiabilité OpenTURNS permet au final de propager les incertitudes au moyen de simulations de Monte-Carlo.

Le modèle aux éléments finis stochastiques développé permet ainsi de caractériser la variabilité du facteur de sécurité et d'évaluer la fiabilité de l'ouvrage.

MOTS CLÉS : barrage en remblai, éléments finis stochastiques, champs aléatoires, géostatistique, fiabilité, Monte-Carlo

ABSTRACT

Hydraulic works – dams and dikes – are risky civil engineering structures. Dramatic consequences in terms of human and material losses may be induced by their failure. Embankment dams represent an important part of the whole dams in France and the majority of dams worldwide, without considering the important lengths of fluvial and coastal dikes.

The structural safety of such structures is traditionally evaluated with limit-state deterministic or semi-probabilistic methods. Nevertheless, French regulations regarding hydraulic works has recently evolved and now impose for all large dams the realization of risk assessment studies based on probabilistic approach.

In this purpose, the principal objective of this thesis work is to develop a probabilistic approach to evaluate earth dam reliability concerning the sliding mechanism, which is one of the designing limit-state of such structures. Three scientific issues have to be treated for developing such approach:

- elaboration of an hydro-mechanical model for the dam deterministic evaluation towards sliding mechanism;
- probabilistic modeling of hydraulic and mechanical soil properties spatial variability;
- mechanical-reliability coupling with integration of the spatial variability representations in the hydro-mechanical model.

Some research studies already exist on these issues. However these works concern generally only a part of the general issue: the lack of global work is to be deplored. Our work proposes a global methodologic approach taking into account the whole scientific issues and applying hydraulic and mechanical modeling approaches based on real data available in the earth dam. The developed approach is then applied on a dam case study.

Hydro-mechanical model uses finite element method and is developed with the user-free code Cast3M which is compatible for a research use. This code allows the safety factor calculation through the strength reduction technique with integration of the pore pressures field estimated in transient condition.

The spatial variability of embankment properties is represented with random fields based on a geostatistical analysis of construction controls data. These random fields are then integrated into the finite element model. A coupling between the physical finite element code Cast3M and the reliability software OpenTURNS finally allows assessing the uncertainties propagation using Monte-Carlo simulations.

The developed stochastic finite element model allows finally characterizing the safety factor variability and then evaluating the reliability of the studied dam.

KEY WORDS : embankment dams, stochastic finite elements, random fields, geostatistics, reliability, Monte-Carlo

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	i
RESUME	iv
ABSTRACT	v
SOMMAIRE	vi
INTRODUCTION	1
PARTIE I	5
BARRAGES EN REMBLAI : CONTEXTE, TECHNOLOGIE ET JUSTIFICATION DE LA STABILITE	5
I.1 CONTEXTE DES BARRAGES EN REMBLAI	6
I.1.1 PARCS DES BARRAGES	6
I.1.2 RISQUES INHERENTS AUX BARRAGES	6
I.1.2.1 Risques et conséquences sur les enjeux	6
I.1.2.2 Fréquence de rupture	7
I.1.3 RISQUES SPECIFIQUES AUX BARRAGES EN REMBLAI	7
I.1.4 CONTEXTE DE L'EVALUATION DES RISQUES DES BARRAGES EN FRANCE	9
I.1.5 SYNTHESE	10
I.2 TECHNOLOGIE DES BARRAGES EN REMBLAI	11
I.2.1 TYPOLOGIES DES OUVRAGES EN REMBLAI	11
I.2.2 ETUDES ET RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES	13
I.2.2.1 Etudes préliminaires	13
I.2.2.2 Reconnaissances initiales	13
I.2.2.3 Essais de laboratoire	14
I.2.2.4 Reconnaissances complémentaires : essais in situ	15
I.2.3 PRINCIPE DE CONSTRUCTION	15
I.2.3.1 Etapes de construction	15
I.2.3.2 Contrôle et surveillance des travaux	16
I.2.4 EXPLOITATION ET AUSCULTATION DES OUVRAGES EN REMBLAI	17
I.2.4.1 Modalités d'exploitation	17
I.2.4.2 Dispositif d'auscultation	17

I.2.5	SYNTHESE : LES DONNEES DISPONIBLES SUR UN BARRAGE EN REMBLAI.....	18
I.3	JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES BARRAGES EN REMBLAI PAR RAPPORT AU GLISSEMENT	19
I.3.1	SITUATIONS DE PROJET, ACTIONS ET ETATS-LIMITE.....	19
I.3.1.1	Situations de projet	19
I.3.1.2	Actions	20
I.3.1.3	Etats-limites	20
I.3.2	MODELE GEOTECHNIQUE	21
I.3.2.1	Modèle géométrique	21
I.3.2.2	Poids volumique.....	21
I.3.2.3	Déformabilité et élasticité.....	22
I.3.2.4	Résistance au cisaillement	23
I.3.2.5	Propriétés hydrauliques	25
I.3.3	MODELE HYDRAULIQUE INTERNE.....	26
I.3.3.1	Hypothèses du modèle hydraulique	26
I.3.3.2	Equations d'écoulement.....	28
I.3.3.3	Géométrie et conditions aux limites	29
I.3.3.4	Méthodes de détermination de la ligne piézométrique	29
I.3.4	JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT PAR CALCUL A L'EQUILIBRE LIMITE	31
I.3.4.1	Introduction	31
I.3.4.2	Définition du facteur de sécurité	31
I.3.4.3	Méthodes à l'équilibre-limite (MEL)	31
I.3.4.4	Synthèse concernant les méthodes à l'équilibre-limite.....	33
I.3.5	JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT PAR CALCUL EN DEFORMATIONS.....	35
I.3.5.1	Comportement élasto-plastique.....	35
I.3.5.2	Méthodes numériques de modélisation	37
I.3.5.3	Calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis	39
I.3.6	SYNTHESE SUR LA JUSTIFICATION DE L'ETAT-LIMITE DE GLISSEMENT	42
I.4	LES METHODES DE FIABILITE ET LEUR APPLICATION AUX BARRAGES EN REMBLAI.....	43
I.4.1	LES METHODES POUR MODELISER LA VARIABILITE DES GEOMATERIAUX.....	43
I.4.1.1	Types de variabilité des sols et incertitudes associées	43
I.4.1.2	Analyse géostatistique	46

I.4.1.3	Modélisation de la variabilité spatiale par champ aléatoire	48
I.4.2	LES METHODES D'ANALYSE DE FIABILITE.....	49
I.4.2.1	Contexte d'application.....	49
I.4.2.2	Méthode d'approximation.....	50
I.4.2.3	Méthode de simulations	52
I.4.2.4	Couplage mécano-fiabiliste.....	54
I.4.3	LES APPLICATIONS DES METHODES DE FIABILITE A LA STABILITE DES REMBLAIS	56
I.4.3.1	Les pratiques de modélisation du comportement hydraulique	56
I.4.3.2	Les pratiques de la modélisation probabiliste des paramètres géotechniques	56
I.4.3.3	Les pratiques de la prise en compte de la variabilité spatiale	58
I.4.3.4	Provenance des données	60
I.4.3.5	Passage des données indirectes aux paramètres d'intérêt.....	61
I.4.3.6	Modélisation mécanique de l'état-limite de glissement	62
I.4.3.7	Approches fiabilistes	63
I.4.4	SYNTHESE	64
I.5	CAS D'ETUDE : LE BARRAGE DE LA SILLONNIERE	65
I.5.1	PRESENTATION GENERALE	65
I.5.2	ETUDES PRELIMINAIRES	66
I.5.3	CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE.....	68
I.5.4	EXPLOITATION ET SUIVI DU BARRAGE.....	72
I.5.5	SYNTHESE DES DONNEES DISPONIBLES POUR L'ETUDE	74
I.6	PROPOSITION DE THESE.....	75
PARTIE II.....		79
MODELISATION PROBABILISTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES AU SEIN D'UN BARRAGE EN REMBLAI		79
II.1	INTRODUCTION.....	80
II.2	PROPOSITION D'UNE DEMARCHE PROBABILISTE.....	81
II.2.1	CHOIX D'UNE METHODE DE PREDICTION DE LA PERMEABILITE	83
II.2.1.1	Revue bibliographique des méthodes de prédiction.....	83
II.2.1.2	Choix d'une méthode de prédiction de la perméabilité en fonction des données disponibles (étape 1)	84
II.2.2	MODELISATION DES PARAMETRES D'ENTREE DU MODELE HYDRAULIQUE	86

II.2.2.1	Analyse de la variabilité intrinsèque par analyse statistique des paramètres intervenant dans les méthodes de prédiction de la perméabilité (étape 2a).....	87
II.2.2.2	Modélisation de la variabilité spatiale de la perméabilité (étape 2b)	90
II.2.2.3	Modélisation de la courbe de rétention et de l'anisotropie (étape 2c)	92
II.2.3	MODELISATION PROBABILISTE DE L'ECOULEMENT DANS UN REMBLAI	93
II.2.3.1	Calcul des pressions interstitielles par la MEF (étape 3a).....	93
II.2.3.2	Modélisation de la variabilité des pressions interstitielles (étape 3b).....	94
II.2.4	SYNTHESE DE LA DEMARCHE PROPOSEE	95
II.3	APPLICATION AU CAS D'ETUDE.....	96
II.3.1	DONNEES DISPONIBLES	96
II.3.1.1	Mesures de perméabilité.....	96
II.3.1.2	Courbes granulométriques.....	97
II.3.1.3	Essais d'identification.....	98
II.3.1.4	Mesures de contrôle de compactage.....	98
II.3.1.5	Mesures d'auscultation	100
II.3.2	CHOIX DE LA METHODE DE PREDICTION DE LA PERMEABILITE.....	102
II.3.3	MODELISATION DES PARAMETRES D'ENTREE DU MODELE HYDRAULIQUE	103
II.3.3.1	Analyse statistique des essais de laboratoire.....	103
II.3.3.2	Détermination de la surface spécifique.....	106
II.3.3.3	Validation de la démarche de détermination de la perméabilité.....	106
II.3.3.4	Analyse géostatistique des données de contrôle de compactage.....	108
II.3.3.5	Modélisation de la perméabilité par champ aléatoire	110
II.3.3.6	Modélisation des courbes de rétention et de l'anisotropie.....	110
II.3.4	MODELISATION PROBABILISTE DE L'ECOULEMENT DANS LE REMBLAI	112
II.3.4.1	Modèle déterministe aux éléments finis.....	112
II.3.4.2	Validation du modèle EF	114
II.3.4.3	Couplage Cast3M/OpenTURNS.....	115
II.3.5	RESULTATS DE LA MODELISATION PROBABILISTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES.....	118
II.3.5.1	Résultats de la modélisation des lignes piézométriques	118
II.3.5.2	Résultats de la modélisation des pressions interstitielles.....	119
II.4	CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION PROBABILISTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES.....	121

PARTIE III.....	123
MODELISATION PROBABILISTE DES PROPRIETES DE RESISTANCE ET COUPLAGE MECANO-FIABILISTE.....	123
III.1 INTRODUCTION	124
III.2 PROPOSITION D'UNE DEMARCHE PROBABILISTE.....	125
III.2.1 MODELISATION DETERMINISTE DES MATERIAUX DU REMBLAI (ETAPE 1)	127
III.2.1.1 Choix d'une loi de comportement élasto-plastique (étape 1a)	127
III.2.1.2 Estimation déterministe des paramètres d'entrée du modèle EF (étape 1b)	129
III.2.2 MODELE MECANIQUE DETERMINISTE AUX ELEMENTS FINIS (ETAPE 2)	132
III.2.2.1 Hypothèses de modélisation.....	132
III.2.2.2 Prise en compte de la succion matricielle.....	133
III.2.2.3 Calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis	134
III.2.2.4 Validation du modèle déterministe (étape 2a)	136
III.2.2.5 Analyse de sensibilité des paramètres d'entrée du modèle EF déterministe (étape 2b)	137
III.2.3 MODELISATION PROBABILISTE DES PARAMETRES D'INTERET (ETAPE 3).....	138
III.2.3.1 Revue bibliographique des relations de transformation	138
III.2.3.2 Choix de relations de transformation en fonction des données disponibles (étape 3a).....	140
III.2.3.3 Modélisation de la variabilité intrinsèque (étape 3b)	141
III.2.3.4 Modélisation de la variabilité spatiale (étape 3c).....	143
III.2.4 EVALUATION DE LA VARIABILITE DU FACTEUR DE SECURITE COUPLAGE MECANO-FIABILISTE	144
III.2.4.1 Principe du couplage mécano-fiabiliste (étape 4a).....	144
III.2.4.2 Calcul de la probabilité de défaillance par des méthodes fiabilistes (étape 4b)	145
III.2.5 SYNTHESE DE LA DEMARCHE PROPOSEE.....	148
III.3 APPLICATION AU CAS D'ETUDE.....	149
III.3.1 DONNEES DISPONIBLES.....	149
III.3.1.1 Essais triaxiaux	149
III.3.1.2 Essais Proctor	150
III.3.1.3 Essais œdométriques	150
III.3.1.4 Essais in situ à la plaque	150
III.3.1.5 Essais d'identification.....	151
III.3.1.6 Mesures de contrôle de compactage.....	151

III.3.2 MODELISATION DETERMINISTE DES MATERIAUX DU REMBLAI	151
III.3.2.1 Lois de comportement implémentées dans Cast3M	151
III.3.2.2 Modélisation déterministe des paramètres des matériaux	153
III.3.3 MODELE MECANIQUE DETERMINISTE AUX ELEMENTS FINIS	156
III.3.3.1 Hypothèses de modélisation.....	156
III.3.3.2 Prise en compte de la succion matricielle.....	157
III.3.3.3 Calcul du facteur de sécurité par la méthode de réduction de paramètres.....	157
III.3.3.4 Critères de stabilité	158
III.3.3.5 Validation du modèle déterministe.....	160
III.3.3.6 Analyse de sensibilité des paramètres d'entrée du modèle EF déterministe....	162
III.3.4 MODELISATION PROBABILISTE DES PARAMETRES D'INTERET	164
III.3.4.1 Choix de relations de transformation en fonction des données disponibles	164
III.3.4.2 Analyse de la variabilité intrinsèque par analyse statistique des propriétés de résistance au cisaillement	166
III.3.4.3 Modélisation de la variabilité spatiale	168
III.3.5 CALCUL DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE PAR COUPLAGE MECANO- FIABILISTE.....	169
III.3.5.1 Principe du couplage mécano-fiabiliste Cast3M/OpenTURNS	169
III.3.5.2 Evaluation de la probabilité de défaillance	171
III.3.6 MODELISATION NUMERIQUE ET DISCUSSION DES RESULTATS	171
III.3.6.1 Configuration 1 : analyse probabiliste par méthode à l'équilibre-limite et modélisation par variables aléatoires	172
III.3.6.2 Configuration 2 : analyse probabiliste avec la méthode des éléments finis et modélisation par variables aléatoires	174
III.3.6.3 Configuration 3 : analyse probabiliste avec méthodes des éléments finis et modélisation par variables aléatoires et champs aléatoires.....	176
III.3.6.4 Discussion.....	179
III.4 CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION PROBABILISTE DU MECANISME DE GLISSEMENT	181
CONCLUSION	182
BIBLIOGRAPHIE	192
LISTE DES NOTATIONS.....	200
LISTE DES FIGURES	204
LISTE DES TABLEAUX	207

INTRODUCTION

L'homme a été confronté à la question de la sécurité dès qu'il a commencé à bâtir des constructions. Du chasseur préhistorique s'érigeant une hutte à l'ingénieur moderne concevant les grands ouvrages d'art, la notion de risque a toujours été présente et plus ou moins acceptée. Au fil des siècles, la sécurité des constructions humaines a été de plus en plus liée aux codes et aux règlements contraignant le concepteur à évaluer la fiabilité de son ouvrage. Le plus ancien exemple de code juridique connu est certainement le code d'Hammourabi, roi babylonien, qui resta en vigueur durant un millénaire, et qui prévoyait, déjà deux siècles avant notre ère, de punir le constructeur proportionnellement à la gravité des dommages subis par un effondrement de son bâtiment. Ce code antique contient en filigrane une définition du risque qui est encore utilisée de nos jours dans l'ingénierie : la relation entre la possibilité d'occurrence d'un événement dévastateur et la gravité des conséquences qu'il peut engendrer. C'est à l'ingénieur de réduire le risque en dimensionnant son ouvrage de manière à diminuer la probabilité d'occurrence de l'événement non souhaité et/ou les conséquences d'une éventuelle rupture.

Dans le domaine du génie civil, les approches empiriques et statistiques employées pour la construction d'ouvrages ont été peu à peu remplacées par une approche numérique ramenant progressivement le concept de sécurité à une notion déterministe traduite par le calcul d'un « coefficient de sécurité » (Favre, 2004). Les méthodes employées pour l'évaluation du risque n'ont cessé de s'améliorer au cours du XX^{ème} siècle avec le développement de méthodes de dimensionnement tenant compte des écarts prévisibles et des incertitudes concernant les résistances des matériaux et des sollicitations qu'ils subissent (Lemaire, 2005).

Depuis une trentaine d'années, des documents comme les Eurocodes, visant à harmoniser les pratiques de construction dans la majorité des pays européens, intègrent ces avancées méthodologiques en matière d'évaluation de la fiabilité des constructions. Cependant, ils tiennent à l'écart certains ouvrages considérés comme spéciaux, dont font partie les barrages.

Les barrages sont des ouvrages de génie civil présentant un risque important sur la société et l'environnement. Ce risque se caractérise d'une part par l'ampleur catastrophique des conséquences potentielles en termes de vies humaines et de dégâts matériels et environnementaux causés par la rupture d'un barrage, et d'autre part par la faible probabilité d'occurrence d'une telle rupture, notamment grâce aux avancées technologiques dont bénéficient les ouvrages récents.

Dans ce contexte, la réglementation française en matière de sûreté des ouvrages hydrauliques a récemment évolué (décret du 11 décembre 2007 modifié par celui du 12 mai 2015) obligeant les propriétaires de grands barrages à produire de nouveaux documents telles que les études de dangers (EDD) ou les revues de sûreté. La nouveauté apportée par ces documents réside dans le fait qu'ils demandent que soient menées des études basées sur des méthodes d'analyse de risques introduisant autant que possible des démarches probabilistes. En parallèle à l'évolution des réglementations, le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) a récemment publié des recommandations relatives à la justification des différents types de barrages en proposant l'adoption d'une approche semi-probabiliste aux différents état-limites. Dans ces recommandations, la sécurité

est prise en compte au moyen de coefficients partiels intégrant les incertitudes inhérentes aux paramètres de résistance, de sollicitations et d'états-limites (Peyras et al., 2010).

Ces évolutions vont dans le sens de l'amélioration de l'évaluation de la sécurité des ouvrages hydrauliques, mais un retard est toujours constaté par rapport à d'autres domaines spécifiques du génie civil, tels que l'offshore ou le nucléaire, pour lesquels des méthodes probabilistes complètes ont d'ores et déjà été mises en application.

Afin de poursuivre l'évolution des pratiques en matière d'évaluation de la sûreté des ouvrages hydrauliques, il apparaît donc important, au niveau des communautés scientifique, professionnelle mais aussi sociétale, de développer des méthodes probabilistes d'évaluation de la sécurité des barrages.

Dans ce cadre, des travaux de thèse ont déjà été engagés par l'Institut national de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture (IRSTEA) et l'Institut Pascal pour apporter des éléments de réponse concernant le corps des barrages poids en béton (Carvajal, 2009), leur fondation rocheuse et l'interface entre ces deux derniers (Sow, 2015).

Pour les barrages en remblai, le développement de méthodes probabilistes d'évaluation de la sécurité est également un enjeu important dans la mesure où ces barrages représentent la majorité des barrages dans le monde et ceux correspondant à un nombre important de ruptures. Par ailleurs, les matériaux qui les constituent présentent une variabilité naturelle potentiellement importante. Prendre en compte les incertitudes intrinsèques aux matériaux, aux sollicitations et à la modélisation des états-limites, apparaît donc primordial pour améliorer l'évaluation de ces ouvrages hydrauliques en remblai.

A la fin des années 1980, certaines publications s'intéressaient déjà à ces questionnements relatifs à l'évaluation de la sûreté des barrages en terre et posaient les bases de l'analyse de la fiabilité de ces ouvrages en faisant un état de l'art des pratiques existantes à l'époque et des perspectives à venir (Favre et Bekkouche, 1990; Favre et al., 1988). Elles insistent notamment sur le fait que des méthodes statistiques et géostatistiques peuvent offrir des analyses intéressantes.

La justification de l'état-limite de stabilité au glissement constitue la démarche de dimensionnement des ouvrages en remblai. Les verrous et enjeux principaux à la mise en œuvre de méthodes fiabilistes pour justifier cet état-limite comptent quatre aspects principaux :

1. la modélisation de la variabilité intrinsèque et spatiale des propriétés hydrauliques – définissant les sollicitations – et mécaniques – définissant les résistances – des matériaux constituant le remblai est un verrou complexe, en grande partie à cause du manque de données relatives à certaines propriétés ;
2. la sollicitation hydraulique à laquelle sont soumis ces ouvrages est fixée par le champ de pressions interstitielles au sein du remblai. Il est nécessaire de proposer un cadre probabiliste pour modéliser ce champ en fonction des incertitudes sur les propriétés des matériaux et le niveau hydrostatique constituant un paramètre aléatoire ;
3. l'évaluation déterministe traditionnelle de la stabilité au glissement menée par des méthodes à l'équilibre-limite implique de nombreuses hypothèses, comme la localisation et la forme de la surface de rupture, alors que celle-ci n'est a priori pas connue et constitue donc un paramètre aléatoire dépendant des deux éléments précédents ;

4. l'évaluation d'une probabilité de défaillance par rapport au mécanisme de glissement nécessite de développer des modèles mécano-fiabilistes pour propager les incertitudes concernant les matériaux, les sollicitations et l'état-limite.

Ces différents aspects ont fait l'objet de plusieurs travaux traitant de la question de la stabilité des pentes, mais ils sont cependant conduits sur une ou plusieurs questions scientifiques spécifiques relatives à chacun des aspects évoqués et l'absence d'étude intégratrice est constatée. De plus, les caractéristiques probabilistes employées dans ces travaux sont fixées essentiellement à partir de données arbitraires ou hypothétiques alors que l'intérêt des méthodes fiabilistes est conditionné par la pertinence des représentations probabilistes des paramètres d'entrée mises en œuvre.

L'objectif du travail de thèse présenté dans ce document est de proposer une démarche probabiliste pour évaluer la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du mécanisme de glissement en proposant : (i) la prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux sur la base de données réelles, (ii) une modélisation déterministe de l'état-limite de glissement par un modèle hydromécanique permettant d'intégrer la variabilité spatiale des propriétés des matériaux, et (iii) la propagation des incertitudes par un modèle de fiabilité.

Pour la modélisation probabiliste de la variabilité spatiale des matériaux, nous focalisons notre recherche sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux qui interviennent dans le mécanisme de glissement. Dans notre démarche, nous visons à valoriser les informations disponibles, en nous appuyant notamment sur les essais réalisés avant et pendant la construction.

Concernant la modélisation probabiliste des sollicitations, nous focalisons notre recherche sur les actions hydrauliques, et plus particulièrement sur les pressions interstitielles qui jouent un rôle majeur dans la stabilité des barrages en remblai.

Pour la modélisation de l'état-limite de glissement, nous concentrons notre travail sur la méthode des éléments finis qui permet de construire à la fois un modèle hydraulique et mécanique en intégrant la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux. Pour l'analyse probabiliste de l'état-limite, nous mettons en application des méthodes de fiabilité classiquement utilisées telles que celles basées sur les simulations de Monte-Carlo. Notre travail ne vise pas à développer de nouvelles méthodes fiabilistes, mais d'utiliser les outils existants dans une démarche intégratrice globale.

Cette thèse, réalisée à l'Université Blaise Pascal et à l'IRSTEA, s'inscrit dans un cadre de recherche voué au développement de méthodologies probabilistes adaptables au domaine opérationnel de l'ingénierie spécifique aux ouvrages hydrauliques, et plus particulièrement aux barrages en remblai.

Ce rapport de thèse est organisé en trois parties :

La **Partie I « Barrages en remblai : contexte, technologie et justification de la stabilité »** traite de façon synthétique des aspects relatifs aux barrages en remblai allant de leur technologie, des pratiques traditionnellement employées pour évaluer leur stabilité par rapport au glissement et des méthodes classiques d'évaluation de la fiabilité. Elle présente un aperçu global des études déjà réalisées sur les problématiques inhérentes à l'évaluation fiabiliste de la stabilité des barrages en remblai. Cette partie décrit également le barrage servant de cas d'application à notre travail et les données disponibles sur celui-ci. Elle se termine par une description de la démarche probabiliste générale développée dans ce travail pour l'évaluation de la fiabilité des barrages en remblai par rapport au glissement.

La **Partie II « Modélisation probabiliste des pressions interstitielles au sein d'un barrage en remblai »** propose une démarche permettant la modélisation de la variabilité des pressions interstitielles au sein du remblai. Cette démarche comporte la modélisation probabiliste de la variabilité spatiale de la perméabilité des matériaux du remblai sous forme de champ aléatoire à partir des données réelles et le calcul des pressions interstitielles intégrant ce champ dans un modèle hydraulique aux éléments finis.

La **Partie III « Modélisation probabiliste des propriétés de résistance et couplage mécano-fiabiliste »** expose une démarche analogue à celle de la Partie II, mais basée sur la modélisation de la variabilité spatiale des propriétés de résistance au cisaillement. Elle présente le développement d'un modèle mécanique aux éléments finis permettant d'intégrer les éléments probabilistes précédemment développés et de calculer un facteur de sécurité au glissement. La méthodologie employée pour l'évaluation de la fiabilité de l'ouvrage y est enfin développée.

Comme conclusion générale, le rapport présente finalement les conclusions relatives à la démarche probabiliste développée, les valorisations en termes de recommandations et d'outils numériques et les perspectives envisageables à la suite de ce travail de thèse.

PARTIE I.

BARRAGES EN REMBLAI : CONTEXTE, TECHNOLOGIE ET JUSTIFICATION DE LA STABILITE

I.1 CONTEXTE DES BARRAGES EN REMBLAI

Ce chapitre présente brièvement les parcs des barrages, les risques induits par ces ouvrages en général, et par les barrages en remblai en particulier. Un point sur la réglementation française actuelle concernant les barrages en remblai est également fait.

I.1.1 PARCS DES BARRAGES

Le parc mondial des barrages est composé d'un nombre important de grands barrages (barrages dont la hauteur au-dessus des fondations est supérieure à 15 m selon l'*International Commission Of Large Dams* – ICOLD). En 2016, plus de 58 400 ouvrages sont inscrits au registre mondial des grands barrages tenu par l'ICOLD (ICOLD, 2016). Mais si l'on tient compte des ouvrages non référencés, le parc mondial de barrages est bien supérieur, notamment avec les parcs chinois et russes, qui sont sous-évalués.

La France compte quelque 622 grands barrages (ICOLD, 2016), dont le plus haut est le barrage voûte de Tignes (160 m), et le plus ancien est celui de Saint Ferréol (construit en 1675).

Les barrages peuvent être classés suivant différents critères : le type d'ouvrage, la hauteur, l'année de construction... La Figure I. 1 donne la répartition des ouvrages du parc mondial et français suivant leur type.

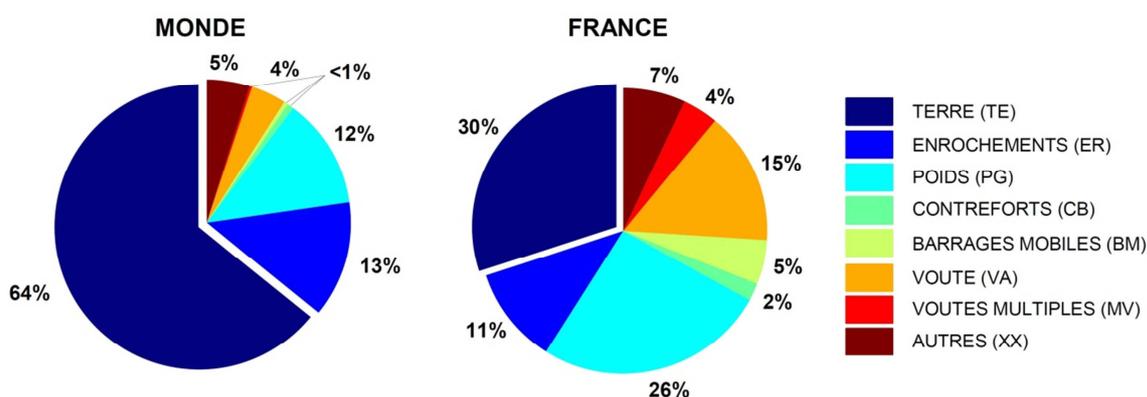


Figure I. 1 Distributions des grands barrages par types dans le monde et en France (ICOLD, 2016)

I.1.2 RISQUES INHERENTS AUX BARRAGES

I.1.2.1 Risques et conséquences sur les enjeux

Les barrages sont des ouvrages construits en travers du lit d'un cours d'eau dont la fonction première est de retenir de l'eau. Cette rétention d'un volume plus ou moins important d'eau constitue un potentiel de danger considérable pour les biens et surtout les personnes se trouvant à l'aval de l'ouvrage.

Le risque majeur induit par les barrages est la lâchure d'un volume d'eau important vers l'aval, créant la formation d'une onde de submersion, dont l'intensité et la cinétique sont généralement dévastatrices. Elle se caractérise en effet par des vitesses d'écoulement très importantes et par une élévation rapide des hauteurs d'eau à l'aval direct de l'ouvrage. L'onde de submersion peut être

engendrée par la rupture totale ou partielle du barrage, la submersion de l'ouvrage, ou encore le dysfonctionnement d'un organe du barrage (ouverture intempestive de la vanne de vidange).

Les conséquences de la rupture d'un barrage dépendent fortement des caractéristiques de la retenue qu'il crée (volume d'eau stocké et hauteur de la retenue) et du mode de rupture (instantanée ou progressive) qui lui correspond.

La configuration et l'occupation de la vallée à l'aval de l'ouvrage sont également des facteurs influant sur l'impact d'une rupture (Barthélémy et al., 2004). L'onde de submersion créée peut toucher des zones situées sur des dizaines de kilomètres à l'aval de l'ouvrage. La montée des eaux y sera néanmoins progressive, et les populations les plus en aval pourront être évacuées ou prévenues.

En plus des conséquences humaines et matérielles catastrophiques, les ruptures de barrages ont également un impact social important car elles marquent les populations par leur soudaineté, leur portée et leur violence.

Différentes sources détaillent des cas d'accidents de barrages (ICOLD, 1999; Barthélémy et al., 2004; Saxena et Sharma, 2004; Kert, 2008), dont certains sont malheureusement connus pour leur gravité, comme la rupture du barrage de Malpasset qui a coûté la vie à 421 personnes à Fréjus, en France en décembre 1959.

1.1.2.2 Fréquence de rupture

La rupture des grands barrages est relativement peu fréquente. L'ICOLD (1995) établit une analyse statistique des ruptures de barrages documentée à l'échelle mondiale. Le taux de rupture des ouvrages a diminué de 2,2% pour les barrages construits avant 1950 à un taux de 0,5% pour ceux construits après cette date. Les ruptures concernent surtout des ouvrages jeunes et surviennent dans 70% des cas dans la première décennie d'exploitation, et le plus souvent la première année de vie de l'ouvrage, lors de la première mise en eau (ICOLD, 1995).

L'ICOLD (1995) et Barthélémy et al. (2004) indiquent que la probabilité de rupture est de l'ordre de 10^{-4} par année et par barrage. Cette valeur est calculée selon une moyenne mondiale et est inférieure dans le monde occidental où le contrôle des ouvrages est strictement réglementé.

1.1.3 RISQUES SPECIFIQUES AUX BARRAGES EN REMBLAI

Les barrages en remblai (ouvrages en terre et en enrochements) représentent la majorité des grands ouvrages présents dans le monde, auxquels peuvent s'ajouter les milliers de kilomètres de digues de protection contre les inondations et de digues de canaux qui constituent également des ouvrages hydrauliques dont la rupture s'apparente à celle des barrages en remblai.

L'analyse des ruptures d'ouvrages connues montre que le taux de rupture des barrages en remblai est deux fois supérieur à celui des barrages en béton (Barthélémy et al., 2004). De plus, par rapport aux autres types de barrages en béton ou en maçonnerie, les barrages en remblai se distinguent par une cinétique de rupture qui n'est pas instantanée mais progressive. La rupture se produit sur une période plus ou moins longue, sans effacement instantané d'une partie ou de tout l'ouvrage. Une rupture sur ce type d'ouvrage aura donc des conséquences relativement moins importantes que celle d'un barrage en béton ou en maçonnerie car des mesures d'évacuation de la population pourront être mises en place en fonction de la progression de la brèche.

Les accidents survenus sur ce type de barrages ont été statistiquement analysés dans (Foster, 2000). Les conclusions de cette étude sont les suivantes :

- La plupart des ruptures intéressent les barrages jeunes (moins de 10 ans après leur construction) ;
- La présence d'un système de drainage ou d'un noyau imperméable diminue grandement le risque de rupture. En effet, 28% des ruptures sont survenues sur des barrages en remblai homogènes (cf. I.2.1) ;
- Le pourcentage de barrages en remblai s'étant rompu est de 1,2% (en 1986 et en excluant la Chine) ;
- Les modes de défaillances impliquant les érosions régressives, les instabilités de pente et les tremblements de terre représentent environ la moitié des ruptures ;
- Le taux de ruptures (nombre d'ouvrages construits/nombre de ruptures) des barrages construits avant 1950 est sept fois plus important que celui pour les ouvrages construits après 1950. De plus, il diminue avec le temps.

De cette analyse statistique, il ressort que trois modes de rupture sont prédominants :

- L'érosion externe : ce mode de rupture est dû à la submersion de l'ouvrage à cause d'un niveau d'eau amont dépassant la hauteur de crête du barrage. L'écoulement se produisant sur le talus aval l'érode petit à petit jusqu'à ce qu'une brèche soit créée ;
- L'érosion interne : un écoulement préférentiel à travers le remblai va provoquer l'arrachement et le transport des particules les plus fines vers l'aval, soit par érosion régressive dans un conduit préférentiel, soit de manière diffuse dans une zone plus importante (suffusion) ;
- Le glissement des talus amont ou aval : la pression interstitielle au sein du remblai et la raideur des talus peuvent sous certaines conditions causer une instabilité des talus emportant un volume plus ou moins important de matériaux menant à la rupture de l'ouvrage.

L'érosion externe par submersion constitue la principale cause de rupture pour les barrages en remblai (ICOLD, 1995; Foster, 2000). L'érosion interne du corps du barrage et de celle des fondations vient ensuite en deuxième cause. Les ruptures directement dues au mécanisme de glissement sont plus rares, avec environ 5% des cas (Foster, 2000).

La communauté scientifique et professionnelle est très active sur l'étude des deux premiers modes de rupture comme par exemple avec les projets ERINOH concernant l'érosion interne et DigueELITE pour la surverse. Il n'existe néanmoins pas à ce jour de conditions d'état-limite formalisées dans les règlements et les recommandations pour ces modes de rupture.

Bien que ce mode de rupture ne concerne qu'un nombre limité d'accidents survenus sur des barrages, le glissement des parements est généralement étudié de façon précise dans le cas des barrages en remblai, ce qui doit expliquer en partie le faible nombre de rupture par glissement, car ce mode de rupture va directement influencer la conception de l'ouvrage.

L'étude proposée se focalise sur le mode de rupture des barrages en remblai par glissement de talus. Les autres modes de rupture ne sont pas considérés.

1.1.4 CONTEXTE DE L'ÉVALUATION DES RISQUES DES BARRAGES EN FRANCE

La réglementation française concernant les ouvrages hydrauliques a été souvent modifiée lors du siècle dernier (Barthélémy et al., 2004). Elle a notamment été renforcée à la suite d'accidents comme celui de Malpasset en 1959, ou comme celui survenu sur le Drac en 1995, cette fois dû à l'exploitation.

Barthélémy et al. (2004) font un état des lieux de la réglementation en matière de sécurité des ouvrages hydrauliques. Ce rapport décrit non seulement le cadre réglementaire auquel sont soumis ces ouvrages, mais également le fait que les besoins sociétaux se sont exprimés par une demande d'une plus grande transparence dans l'affichage des risques technologiques imposés aux populations. Le Code de l'Environnement, dans son article L.125-2, mentionne d'ailleurs que :

« Les citoyens ont un droit à l'information sur les risques majeurs auxquels ils sont soumis dans certaines zones du territoire et sur les mesures de sauvegarde qui les concernent. Ce droit s'applique aux risques technologiques et aux risques naturels prévisibles ».

Cet article s'applique bien évidemment à la présence des barrages, et tout citoyen peut en conséquence invoquer les droits qui lui sont reconnus (Barthélémy et al., 2004). Ce rapport concluait par la nécessité de refonder la réglementation des barrages et des digues.

De ce fait, la réglementation française en matière de sécurité des ouvrages hydrauliques s'est sensiblement renforcée grâce notamment au décret du 11 décembre 2007 et aux arrêtés associés (MEDAD, 2007). Ce décret propose de distinguer les ouvrages hydrauliques selon différentes classes d'ouvrages. Il a depuis été modifié par celui du 12 mai 2015 qui distingue les trois classes de barrages décrites dans le Tableau I. 1.

Tableau I. 1 : Classement des barrages en France (MEDDE, 2015)

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométriques
A	$H \geq 20$ et $H^2 \times \sqrt{V} \geq 1500$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H \geq 10$ et $H^2 \times \sqrt{V} \geq 200$
C	a) Ouvrage non classé en A ou B pour lequel $H \geq 5$ et $H^2 \times \sqrt{V} \geq 20$ b) Ouvrage pour lequel les conditions prévues au a) ne sont pas satisfaites mais qui répond aux conditions cumulatives ci-après : i) $H \geq 2$; ii) $V > 0.05$; iii) Il existe une ou plusieurs habitations à l'aval du barrage, jusqu'à une distance par rapport à celui-ci de 400 mètres.

H : plus grande hauteur (en m) au-dessus du terrain naturel V : volume (en hm^3) à la cote de retenue normale

En sus de cette classification des ouvrages, les modifications apportées en termes de réglementation concernent surtout des obligations graduées en fonction des classes et qui portent sur la conception, le diagnostic et la surveillance. Elles sont également visibles par l'apparition de nouveaux types d'études, comme notamment les études de dangers qu'il est désormais nécessaire de réaliser pour les ouvrages de classes A et B, à l'instar de ce qui est déjà fait pour les Installations Classées Pour l'Environnement (ICPE). Cette étude analyse les aléas auxquels est soumis l'ouvrage, ainsi que les impacts de son éventuelle rupture sur les enjeux à l'aval. L'étude de dangers doit évaluer la sûreté du barrage et afficher clairement les risques. Les méthodes de la Sûreté de Fonctionnement et les analyses probabilistes sont fortement recommandées (arrêté du 12 juin 2008).

I.1.5 SYNTHÈSE

Ce chapitre permet de remarquer les points suivants :

- Les parcs de barrages sont importants au niveau mondial comme national. Ces ouvrages sont de types variés mais les barrages en remblai (ouvrages en terre et en enrochements) représentent la majorité des ouvrages au niveau mondial, ainsi qu'une part très importante du parc au niveau national ;
- Les barrages sont des ouvrages de génie civil représentant un potentiel de danger important. Leur rupture est très souvent catastrophique en termes de vies humaines, d'impacts environnementaux et financiers, mais aussi sociaux car de tels événements peuvent s'avérer marquants pour les populations ;
- Bien que les barrages en remblai diffèrent des autres types de barrages par leur cinétique de rupture progressive, ce type d'ouvrages est le plus concerné par des cas de rupture. Celle-ci peut être causée par différents modes de rupture dépendants du contexte et de la conception du barrage en remblai ;
- Les citoyens sont de plus en plus sensibles à la notion de risque et cherchent à s'y soustraire par leurs décideurs grâce à la législation. Dans le domaine des ouvrages hydrauliques, chaque catastrophe permet à la réglementation d'évoluer : des études de sûreté et de dangers sont désormais requises afin d'afficher le niveau de risque représenté par chaque barrage.

Notre étude s'intéresse spécifiquement aux barrages en remblai qui représentent la majeure partie des barrages dans le monde. Elle considère le mode de rupture par glissement de ce type d'ouvrage.

I.2 TECHNOLOGIE DES BARRAGES EN REMBLAI

Dans ce chapitre sont présentés les différents types de barrages en remblai, ainsi que les différentes étapes de construction de ce type d'ouvrage. Ce chapitre permet :

- de rendre compte des données disponibles sur les barrages en remblai ;
- d'identifier les différentes sources de variabilité des propriétés des matériaux.

I.2.1 TYPOLOGIES DES OUVRAGES EN REMBLAI

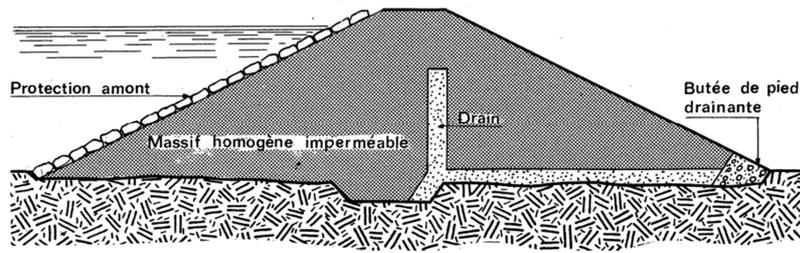
Les barrages en remblai peuvent être constitués de matériaux très divers et mis en place suivant des configurations différentes. Leur hauteur peut également être très variable : certains de ces ouvrages dépassent 300 m (le barrage de Rogun au Tadjikistan à une hauteur de 335 m). Cependant la plupart des barrages en remblai ont une hauteur de quelques mètres à une trentaine de (Degoutte, 2002). Ils sont souvent destinés au soutien d'étiage, à l'irrigation, à l'écrêtement des crues ou encore à l'alimentation en eau potable. Les ouvrages en remblai sont rarement destinés à l'hydroélectricité, contrairement aux barrages en béton de hauteur plus importante.

Trois principaux types de barrages peuvent être distingués (Gaouar, 1997; Durand et al., 1999; Degoutte, 2002) :

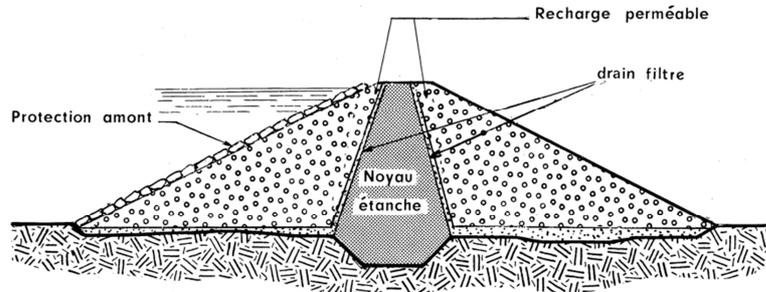
- **Type 1 : les barrages en terre homogène.** C'est le type de barrage le plus simple à construire. Il est constitué d'un massif de matériau imperméable compacté, pouvant parfois comporter un dispositif de drainage ;
- **Type 2 : les barrages zonés avec massif amont ou noyau central.** La fonction d'étanchéité est assurée grâce à une zone spécifique réalisée en matériau argileux disposée soit à l'amont soit au centre de l'ouvrage. Cette zone est appuyée sur une ou des recharges constituées de matériaux plus grossiers et plus perméables, assurant la fonction de stabilité (MA, 1989). Une couche filtrante est interposée entre les deux matériaux si la discontinuité de perméabilité est trop importante (cf. Figure I. 2) ;
- **Type 3 : les barrages en matériaux perméables avec dispositif d'étanchéité artificiel.** Si la réalisation d'un noyau étanche présente des difficultés à cause du manque de matériau par exemple, la fonction d'étanchéité peut être assurée par un masque amont. Le masque amont est appliqué sur le talus amont de l'ouvrage et est ancré à son pied. Il peut être constitué par un masque en béton, une membrane bitumineuse, une géomembrane, ou encore de chapes préfabriquées (MA, 1989).

Le type de barrage en remblai à mettre en place sur un site donné dépend essentiellement de la qualité et de la quantité des matériaux présents sur le site. La mise en place d'un barrage homogène n'est pas possible lorsqu'on constate l'hétérogénéité des matériaux en place et/ou lorsque le volume de matériau étanche est trop faible pour constituer tout le corps de l'ouvrage (Durand et al., 1999). En fonction des matériaux disponibles, la structure de l'ouvrage est choisie afin que le barrage en remblai soit stable, étanche, bien drainé et protégé des agents extérieurs (Durand et al., 1999).

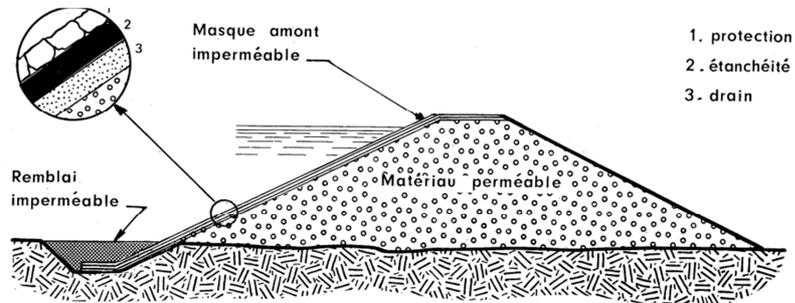
Les schémas de la Figure I. 3 illustrent différentes combinaisons possibles à partir des trois grands types d'ouvrages présentés précédemment.



a) Barrage en remblai homogène



b) Barrage en remblai zoné (à noyau central)



c) Barrage à masque amont

Figure I. 2 Sections classiques des principaux types de barrage en remblai (MA, 1989)

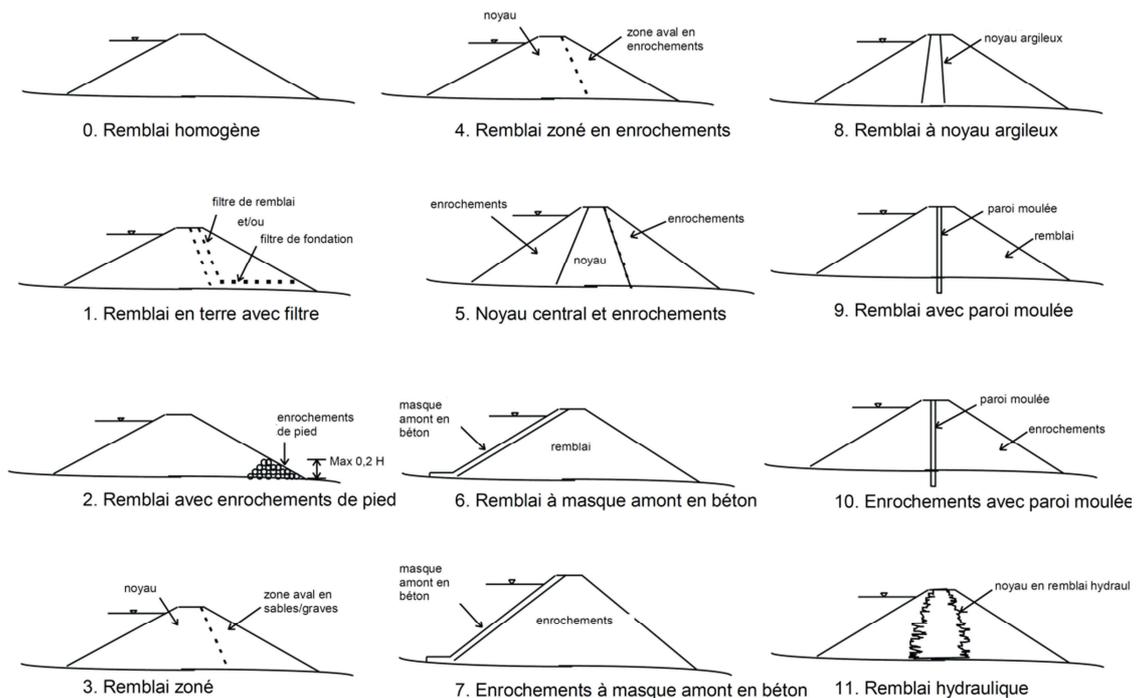


Figure I. 3 Schéma des différents types de barrages en remblai (Foster, 2000)

1.2.2 ETUDES ET RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

Que ce soit pour le cas des barrages en remblai ou pour n'importe quel type de barrages, la reconnaissance du site est primordiale pour connaître le contexte géologique et géotechnique dans lequel l'ouvrage va être intégré (Degoutte, 2002). Ce contexte est spécifique à chaque site, et il est impossible de décrire à l'avance le contenu exact des études à mener.

Nous nous employons dans cette partie à présenter de façon générale les actions qui doivent être menées durant cette phase pour caractériser un site et répondre aux questions concernant (MA, 1989) :

- la qualité mécanique et l'étanchéité de la fondation ;
- l'étanchéité de la cuvette et la stabilité des rives ;
- l'existence et les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des matériaux nécessaires à la construction de l'ouvrage.

Les particularités propres à la construction des barrages en remblai sont détaillées de façon plus précise. L'idée est ici de comprendre d'où proviennent les données disponibles sur un barrage en remblai. Nous renvoyons à la littérature citée pour les détails concernant le déroulement et le contenu précis des études.

1.2.2.1 Etudes préliminaires

La première étape des études s'effectue à partir des documents existants sur un site visé (cartes IGN, cartes géologiques, photos aériennes, etc.). Une étude de terrain est ensuite obligatoire pour effectuer différents levés sur le site : affleurements rocheux, topographie, versants instables,...(MA, 1989; Degoutte, 2002). Ces informations permettent au géologue de faire une première caractérisation de la nature des matériaux en place, d'évaluer l'étanchéité de la cuvette, et d'identifier des zones d'emprunt potentielles pour les matériaux nécessaires à la construction.

1.2.2.2 Reconnaissances initiales

Une fois que les zones d'emprunt sont identifiées et que le site de projet a été reconnu, des reconnaissances plus poussées sur site sont réalisées. Celles-ci peuvent consister uniquement en des ouvertures de tranchées à la pelle hydraulique, mais dans certains cas, suivant la taille et le type d'ouvrages à construire, des forages carottés et/ou des campagnes géophysiques peuvent être réalisés.

Les ouvertures de tranchées concernent essentiellement les barrages en remblai et constituent le moyen d'investigation le plus utilisé dans les études de faisabilité grâce à leur simplicité, leur faible coût, et la quantité importante d'informations qu'elles permettent d'obtenir rapidement (Degoutte, 2002). L'ouverture de tranchées s'accompagne très souvent de prélèvements d'échantillons de sols destinés au laboratoire.

Les forages permettent d'inspecter la structure de la fondation sur des profondeurs plus importantes qu'avec la pelle hydraulique et sont souvent accompagnés d'essais d'eau (Durand et al., 1999). Les essais géophysiques utilisent généralement deux types de méthodes : sismiques ou géoélectriques. Elles sont décrites dans (Mary, 2015). Souvent couplés aux sondages carottés, les essais géophysiques sont plus adaptés aux fondations rocheuses (MA, 1989).

1.2.2.3 Essais de laboratoire

Les échantillons prélevés lors des reconnaissances initiales sont analysés en laboratoire afin de déterminer les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols en place sur le site de l'ouvrage projeté ou sur les zones d'emprunt. Le Tableau I. 2 décrit les différents essais typiquement réalisés en laboratoire dans le cas des projets de barrages (MA, 1989; Durand et al., 1999; Degoutte, 2002).

Tableau I. 2 Essais de laboratoire

CLASSES D'ESSAIS	ESSAIS	DESCRIPTION	PARAMETRES IDENTIFIES
ESSAIS D'IDENTIFICATION	Granulométrie (NF P 94-056)	C'est la répartition pondérale des grains constituant le sol en fonction de leur diamètre. Cette courbe est obtenue par tamisage au-dessus de 80 µm, et par sédimentométrie au-dessous.	Diamètre à XX % de passants D_{XX} Coefficient d'uniformité $C_U = D_{60}/D_{10}$
	Limites d'Atterberg (NF P 94-051)	Teneurs en eau correspondant au passage de l'état boueux à l'état plastique (w_L), ou de l'état plastique à l'état solide (w_P).	Limite de liquidité LL Limite de plasticité LP Indice de plasticité $IP = LL - LP$
	Teneur en eau (NF P 94-050)	La teneur en eau a une forte incidence sur les propriétés mécaniques. Elle intervient notamment dans le compactage. Elle s'obtient par dessiccation à l'étuve.	Teneur en eau w
	Poids spécifique (NF P 94-053)	Mesure du poids spécifique des grains par pesée.	Poids spécifique γ_s
	Bleu de méthylène (NF P 94-068)	Permet de savoir si une argile est gonflante ou non. L'essai consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de l'échantillon préparée dans des conditions normalisées.	Surface spécifique des grains S_s Activité de l'argile
ESSAIS MECANIQUES	Essai triaxial CU (CD) XP CEN ISO/TS 17892-9 (P 94-512-9)	Essai triaxial où l'échantillon est consolidé au préalable et où la compression est faite à drainage fermé (ouvert). La pression interstitielle peut être ou non mesurée pendant l'essai. Mesure de la stabilité à long terme (si u est mesurée).	Cohésion effective c' Angle de frottement effectif φ'
	Essai triaxial UU XP CEN ISO/TS 17892-8 (P 94-512-8)	Essais triaxial sans phase de consolidation où la compression est faite rapidement et à drainage fermé. La pression interstitielle n'est pas mesurée pendant l'essai. Mesure de la stabilité à court terme.	Cohésion non drainée C_{UU} Angle de frottement non drainé φ_{UU}
	Essai Proctor (NF P 94-093)	Etude du compactage en traçant la courbe reliant la densité sèche à la teneur en eau à partir d'échantillons compactés de façon identique pour des teneurs en eau différentes.	Densité sèche optimale ρ_{opt} Teneur en eau optimale w_{opt}
	Essai œdométrique XP CEN ISO/TS 17892-5 (P 94-512-5)	Mesure de la compressibilité d'un sol argileux en traçant la courbe d'indices des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée à l'échantillon. Cet essai peut également permettre de mesurer la perméabilité du sol.	Indice de compression : $C_c = -\Delta e / \Delta \log \sigma$ Module œdométrique : $E_o = -\Delta \sigma / \Delta h / h_o$
ESSAIS HYDRAULIQUES	Perméamètre XP CEN ISO/TS 17892-11 (P 94-512-11)	L'essai de perméabilité consiste à mesurer le temps nécessaire à un volume de fluide pour parcourir la longueur de l'échantillon, sous une pression d'injection donnée (à charge constante) ou sous une pression d'injection variable (à charge variable).	Perméabilité verticale K_y

Le nombre d'essais à réaliser pour chaque type dépend du volume du barrage projeté, du nombre de matériaux dans le cas d'un ouvrage zoné, et de la variabilité naturelle des propriétés mesurées (Degoutte, 2002).

Dans le cas des barrages en remblai, les matériaux auront des caractéristiques physiques et mécaniques (densité, résistance au cisaillement,...) médiocres si leur teneur en eau est inférieure à 10% ou supérieure à 40% (Durand et al., 1999; Degoutte, 2002).

Les matériaux ayant plus de 30% d'éléments inférieurs à 80 µm peuvent être considérés comme étanches, alors que ceux avec 15% ne le sont pas (Degoutte, 2002). Les matériaux disposant d'un indice de plasticité supérieur à 35 sont à proscrire.

1.2.2.4 Reconnaissances complémentaires : essais in situ

Des essais complémentaires à ceux déjà réalisés peuvent être nécessaires afin d'apporter des informations supplémentaires sur les matériaux en place. Nous citons les essais suivants qui peuvent être déployés in situ :

- essai pénétrométrique (statique ou dynamique) : la résistance du sol à l'enfoncement d'une pointe est mesurée et permet de distinguer des couches de consistances différentes. L'interprétation de cet essai est encore largement empirique (MA, 1989) ;
- essai pressiométrique : cet essai permet d'obtenir une relation entre la contrainte et la déformation au moyen d'une sonde cylindrique dilatable introduite dans un forage (détermination d'un module de déformation, de la pression de fluage et de la pression limite) (Degoutte, 2002) ;
- scissomètre : cet essai permet de déterminer la cohésion non drainée d'un sol en mesurant le moment nécessaire pour provoquer le cisaillement d'un cylindre de sol (MA, 1989) ;
- phicomètre : les caractéristiques de la résistance au cisaillement (cohésion et angle de frottement) sont mesurées par cisaillement rectiligne en forage ;
- essais d'eau : essais Lefranc ou Lugeon réalisés en sondages permettent de mesurer la perméabilité par injection respectivement gravitaire ou sous pression.

1.2.3 PRINCIPE DE CONSTRUCTION

Cette partie décrit brièvement le déroulement type de la construction d'un barrage en remblai. Elle n'a pas vocation à être exhaustive ; de plus amples détails peuvent être rencontrés dans (MA, 1989; Durand et al., 1999; Degoutte, 2002).

1.2.3.1 Etapes de construction

La construction d'un barrage en remblai comporte une succession d'opérations pouvant être divisées en deux phases :

- **Phase de préparation** : elle comporte les étapes nécessaires à la préparation du chantier : route d'accès, dérivation du cours d'eau, déboisement, décapage des fouilles de l'ouvrage, préparation des zones d'emprunt...
- **Phase d'exécution de l'ouvrage** : c'est la construction à proprement parler du barrage qui comprend le traitement des fondations rocheuses (béton de remplissage, voile d'injection,...) ou meubles (compactage, coupure étanche,...), le remblaiement des fouilles en fondation, la mise en place des systèmes drainants, l'exécution du remblai et des drains verticaux le cas échéant, le génie civil des ouvrages bétonnés, etc.

Afin de tester les conditions de mise en œuvre du matériau, une planche d'essai (cf. Figure I. 4) est généralement réalisée au préalable. Elle permet de définir l'épaisseur maximale des couches à

adopter, et également de vérifier que le matériel prévu par l'entreprise permet d'effectuer correctement les étapes d'exécution, notamment concernant le type de compacteur à utiliser.

Le compactage doit en effet être réalisé de façon à ce que la densité du matériau soit au moins égale à 95% de la densité à l'Optimum Proctor Normal (OPN) lorsque la teneur en eau est comprise dans un intervalle de $\pm 2\%$ par rapport à la teneur en eau à l'OPN. Le matériau issu des zones d'emprunt doit être mis en dépôt avant utilisation si sa teneur en eau est trop importante (Durand et al., 1999).

1.2.3.2 Contrôle et surveillance des travaux

Les barrages en remblai homogènes, et certains ouvrages à zones, sont très sensibles à l'hétérogénéité : un pourcentage relativement faible du volume du remblai mis en œuvre dans de mauvaises conditions peut avoir des conséquences très graves pour l'ouvrage (Degoutte, 2002).

Le contrôle périodique de l'exécution du remblai durant toute la durée de la construction est ainsi primordial afin de vérifier que chaque couche est bien mise en place suivant les préconisations issues de la planche d'essai et les règles de l'art.

Le contrôle porte essentiellement sur les points suivants (Durand et al., 1999) :

- contrôle de l'homogénéité et de la teneur en eau des matériaux prélevés sur la zone d'emprunt ;
- mesure de l'épaisseur et de la teneur en eau du matériau répandu sur le remblai avant compactage ;
- contrôle de la densité sèche et de la teneur en eau après compactage sur toute l'épaisseur de la couche ;
- contrôle de compactage pour la comparaison avec des essais Proctor de référence réalisés en laboratoire sur des échantillons prélevés sur le remblai.

Les mesures de densité sont faites à l'aide d'un densitomètre à membrane ou d'un gammadensimètre (cf. Figure I. 4). Il est préconisé de réaliser au moins une mesure pour 1000 m³ de matériaux compactés.

Concernant les autres matériaux du remblai (filtres, drains, enrochements,...), il convient surtout d'en vérifier la qualité au travers de la granulométrie, la blocométrie, le pourcentage de fines...



Figure I. 4 (à g.) Planche d'essai (Degoutte, 2002); (à d.) Gammadensimètre (Durand et al., 1999)

1.2.4 EXPLOITATION ET AUSCULTATION DES OUVRAGES EN REMBLAI

Les barrages en remblai sont des ouvrages de génie civil conçus pour être exploités pendant une période de plusieurs dizaines d'années pouvant aller jusqu'au siècle. Leur exploitation peut être très différente suivant l'usage auquel est destiné l'ouvrage. Les évolutions du comportement des barrages sont suivies par une inspection régulière et un dispositif d'auscultation.

1.2.4.1 Modalités d'exploitation

L'exploitant d'un barrage en remblai dépend de l'utilité de l'ouvrage : une société de distribution d'eau potable, un office public, une société privée, ou bien une association de riverains (Durand et al., 1999). Dans tous les cas, il doit s'occuper de l'entretien courant de l'ouvrage, assurer sa surveillance régulière et tenir à jour le registre du barrage. Il doit également faire en sorte que tous les documents administratifs auxquels le barrage est soumis soient réalisés par un bureau d'études agréé. Il organise également les visites techniques sur l'ouvrage en présence des différents acteurs : service de contrôle, bureau d'études...

1.2.4.2 Dispositif d'auscultation

Au fil des années, les fonctions de certains organes (filtre, drains, noyau étanche...) d'un barrage en remblai peuvent se dégrader. Les risques principaux concernant les ouvrages en remblai sont le colmatage des drains et la perte d'étanchéité (Durand et al., 1999; Peyras, 2003). Afin de rendre compte du comportement des ouvrages les plus à risques, un dispositif d'auscultation est mis en place pour en effectuer le suivi. Ce dispositif permet d'avoir des informations sur l'ouvrage qui doit continuer à remplir son rôle pour des raisons évidentes d'efficacité et surtout de sécurité (MA, 1989).

En ce qui concerne les barrages en remblai, le dispositif d'auscultation peut comporter des instruments effectuant les mesures suivantes (Durand et al., 1999; Degoutte, 2002) :

- **Mesure de la cote du plan d'eau** : cette information est très importante pour la sécurité et la gestion de l'ouvrage. Elle est mesurée par une échelle limnimétrique et/ou un capteur de pression.
- **Mesure des débits de fuite** : le contrôle des fuites au sein du remblai se fait d'abord visuellement en constatant l'apparition de zones humides sur le parement aval. Les débits à l'exutoire des drains renseignent également sur une perte d'étanchéité éventuelle du remblai. Les écoulements sont collectés et le débit obtenu par la mesure de la lame d'eau sur un seuil calibré.
- **Mesure de la piézométrie** : les pressions interstitielles au sein du remblai sont contrôlées soit par des piézomètres à tube ouvert dont une partie est crépinée, soit grâce à des cellules de pression (à corde vibrante ou à contre-pression) qui fournissent des mesures précises et plus rapides. Des piézomètres sont souvent disposés sur les rives et à l'aval de l'ouvrage afin de contrôler la piézométrie en fondation.
- **Mesure des déplacements** : les ouvrages sont équipés de repères permettant la visée topographique à partir de piliers d'observations fixes implantés aux alentours du barrage. Les mesures sont faites en altimétrie, pour rendre compte des tassements, et en planimétrie. Les ouvrages de taille importante peuvent être équipés d'inclinomètres et de tassomètres afin de mesurer les déplacements internes au remblai. Des vinchons sont généralement installés sur les structures béton du barrage (galerie notamment).

I.2.5 SYNTHÈSE : LES DONNÉES DISPONIBLES SUR UN BARRAGE EN REMBLAI

Ce chapitre concernant la technologie des barrages en remblai permet de présenter succinctement les différents types d'ouvrages ainsi que leurs modes de construction et d'exploitation. Il permet surtout d'identifier la provenance des données disponibles sur un barrage. Celles-ci sont collectées lors de trois phases de la vie de l'ouvrage :

- **Phase étude** : les données concernent le matériau qui sera mis en place pour réaliser tout ou partie du remblai. Elles sont issues d'essais réalisés in situ ou en laboratoire.
- **Phase chantier** : les données concernent cette fois le matériau lors de sa mise en place. Elles proviennent essentiellement des mesures effectuées afin de contrôler la bonne mise en œuvre du barrage.
- **Phase exploitation** : les mesures de suivi du barrage collectées par le dispositif d'auscultation permettent de rendre compte du bon comportement hydraulique et mécanique de l'ouvrage.

Il est important de constater que les différentes données dont on dispose sur un barrage en remblai sont très variables en termes de quantité comme de qualité :

- les essais effectués pendant la phase d'étude sont limités en nombre car coûteux. Quelle que soit la qualité des études, elles ont toujours un caractère ponctuel, car la mesure réalisée concerne une localisation précise. Les données d'études apportent cependant des informations cruciales pour le dimensionnement de l'ouvrage et pour l'évaluation de sa stabilité ;
- les mesures de contrôle réalisées en phase chantier et les mesures d'auscultation sont généralement abondantes.

Pour ces deux derniers types de mesures, la quantité de données est importante. Le contrôle de compactage est en effet réalisé en de nombreux points de l'ouvrage pendant la construction et sur toute la hauteur de l'ouvrage. Les mesures d'auscultation sont réalisées de façon très périodique durant toute la vie de l'ouvrage à la fin de sa construction.

Ce chapitre permet également de mettre en évidence les sources de variabilité et d'incertitudes concernant les propriétés du remblai :

- la variabilité intrinsèque des matériaux ;
- le transport des matériaux ;
- les différentes zones d'emprunt ;
- la mise en œuvre du remblai (compactage, contrôle de la teneur en eau, de la densité,...) ;
- les facteurs d'environnement : conditions climatiques, arrêts de chantier, facteurs humains...

I.3 JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES BARRAGES EN REMBLAI PAR RAPPORT AU GLISSEMENT

Ce chapitre présente les différents éléments qu'il est nécessaire d'identifier et de caractériser lorsqu'on cherche à évaluer la sécurité d'un barrage en remblai par rapport au mécanisme de glissement. Il décrit également les méthodes classiquement employées pour cette évaluation, en présentant leurs avantages et inconvénients.

I.3.1 SITUATIONS DE PROJET, ACTIONS ET ETATS-LIMITE

I.3.1.1 Situations de projet

Durant sa vie, un barrage en remblai est confronté à différentes situations pour lesquelles sa stabilité doit toujours être assurée. Une situation correspond à un ensemble de conditions physiques réelles pendant lequel les actions et les résistances sont considérées constantes au cours d'une certaine durée. On distingue les classes de situations suivantes (CFBR, 2015) :

- **Situations normales d'exploitation** : ce sont les situations dans lesquelles se trouvent généralement les ouvrages (probabilité d'occurrence très forte). Il est nécessaire de considérer les paramètres de résistance effectifs des matériaux, représentant le comportement à long terme ;
- **Situations transitoires** : elles correspondent aux situations dans lesquelles va forcément se trouver le barrage pendant une durée relativement courte par rapport à sa vie (fin de construction, remplissage, maintenance) ;
- **Situations rares** : ce sont des conditions particulières pouvant survenir sur un barrage en remblai avec des probabilités plus ou moins importantes (nécessité de vidange rapide de la retenue, occurrence du « Séisme de Base d'Exploitation ») ;
- **Situations de crue** : les situations de crue se divisent en situation rare, exceptionnelle ou extrême en fonction de la probabilité d'occurrence de la crue, du fonctionnement du dispositif d'évacuation (CFBR, 2013), et du type de l'ouvrage ;
- **Situations extrêmes** : Elles se réfèrent à des conditions extrêmes ayant une probabilité d'occurrence très faible sur la durée de vie de l'ouvrage (occurrence du « Séisme d'Evaluation de la Sécurité », glissement dans la retenue, dysfonctionnement d'un composant de l'ouvrage, etc.).

Notre étude se focalise sur le comportement de l'ouvrage dans une situation normale d'exploitation. Nous nous plaçons dans nos travaux en situation de cote de plan d'eau constant et nous n'intégrons pas la variabilité des sollicitations hydrostatiques, traitées de façon détaillée dans (Carvajal, 2009), et sismiques.

1.3.1.2 Actions

Les actions auxquelles sont soumis les barrages se divisent en trois classes (Degoutte, 2002; CFBR, 2015) :

- **les actions permanentes** : ce sont les actions continues, dont les points d'application et l'intensité sont très peu variables dans le temps. Il s'agit essentiellement du poids propre de l'ouvrage et des charges d'exploitation (CFBR, 2015) ;
- **les actions variables** : elles s'opposent aux premières par la variabilité de leur intensité et de leurs points d'application. En ce qui concerne les barrages en remblai, il s'agit principalement des sollicitations dues aux conditions hydrauliques dans l'ouvrage, qui sont liées au niveau de l'eau dans la retenue (poussée hydrostatique, pressions interstitielles) ;
- **les actions accidentelles** : pour les barrages en remblai, seule l'action sismique est considérée comme accidentelle.

Comme la situation normale d'exploitation est considérée, les actions à prendre en compte sont donc le poids propre des matériaux, les pressions interstitielles, et la poussée hydrostatique de la retenue.

1.3.1.3 Etats-limites

Un état-limite est un phénomène qu'il est préférable d'éviter à une structure de génie civil. Deux catégories se distinguent (CFBR, 2015) :

- l'Etat-Limite de Service (ELS), qui correspond aux conditions à satisfaire pour que l'ouvrage puisse remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. Dans le cas des barrages en remblai, des dysfonctionnements tels que le colmatage des drains, la perte d'étanchéité, etc. font partie des ELS ;
- l'Etat-Limite Ultime (ELU), qui est associé à une perte de la stabilité structurale ou aux modes de ruine, et concerne la sécurité des personnes et/ou de l'ouvrage. Les états-limites de stabilité d'ensemble (glissement), de déformations, d'érosion et de soulèvement du pied aval sont les ELU associés aux ouvrages en remblai.

Nous nous focalisons uniquement sur l'état-limite de glissement qui intéresse notre étude.

La justification de l'état-limite de glissement nécessite de connaître les caractéristiques mécaniques du sol qui le constitue, et nécessite pour cela les reconnaissances géologique et géotechnique du site. Cette justification permet également d'évaluer la surface d'instabilité potentielle dans le remblai et la fondation.

L'aspect hydraulique est également un facteur important sur la stabilité d'une pente. La présence d'eau dans le sol induit des forces pouvant être à l'origine de l'instabilité. Les glissements de terrain sont très sensibles aux conditions climatiques (pluies, fonte des neiges, sécheresse), mais aussi à l'aléa sismique (Masekanya, 2008).

L'instabilité d'un talus survient lorsque les forces motrices appliquées au sol (gravité, pression de l'eau, actions anthropiques...) sont supérieures à sa capacité de résistance. En réalité, l'analyse de la stabilité est plus complexe à cause d'incertitudes sur (Masekanya, 2008) :

- la surface de glissement, qui est a priori inconnue ;
- le contexte hydraulique : condition de saturation totale ou partielle, position de la nappe ;
- les caractéristiques stratigraphiques et mécaniques des sols : variabilité intrinsèque, anisotropie induite par la construction par couches...

I.3.2 MODELE GEOTECHNIQUE

La justification des barrages en remblai par rapport à l'état-limite de glissement demande de définir un modèle géotechnique représentant le comportement mécanique et hydraulique du sol constituant le remblai. Ce paragraphe définit certaines notions et paramètres utiles à ce modèle.

I.3.2.1 Modèle géométrique

Chaque ouvrage hydraulique en remblai (barrages ou digues) se distingue par sa géométrie qui lui est propre et dépend de plusieurs facteurs comme la géologie du site, la nature des matériaux qui le constituent, la fonction pour laquelle il a été construit, etc.

Le choix de la géométrie à modéliser est important car il conditionne les résultats que l'on obtient après application des méthodes de calcul. Elle doit être prise en compte dans le but de représenter de façon précise et simplifiée la géométrie réelle de l'ouvrage et sa fondation (CFBR, 2015). Il convient de choisir une sélection judicieuse de sections permettant de représenter complètement l'ouvrage en fonction des données topographiques et géologiques disponibles.

Dans le cas de l'analyse de la stabilité d'ensemble (glissement), la géométrie choisie ne concerne généralement qu'une seule section transversale. Il s'agit de la coupe-type du barrage et de sa fondation présentant la hauteur maximale, donc la plus soumise au risque de glissement. Elle doit clairement faire apparaître les différentes zones de l'ouvrage et de sa fondation (le cas échéant) comportant des matériaux de propriétés hydrauliques et mécaniques différentes. Les singularités de la section (paroi moulée, drains, galerie, etc.) doivent être considérées mais elles le sont généralement de façon simplifiée.

I.3.2.2 Poids volumique

Le poids volumique γ d'un sol (en kN.m^{-3}) est un paramètre primordial puisqu'il intervient notamment dans le calcul du poids propre de l'ouvrage. On distingue plusieurs poids volumiques relatifs à différents états du sol (Tableau I. 3).

Tableau I. 3 Définitions des différents poids volumiques d'un sol

Dénomination	Définition
Poids volumique γ	Poids total du sol et de l'eau qu'il contient rapporté au volume total
Poids volumique des grains γ_s (poids spécifique)	Poids des particules solides du sol rapporté à leur volume
Poids volumique sec γ_d	Poids du sol sec rapporté au volume total
Poids volumique saturé γ_{sat}	Poids total du sol à saturation rapporté au volume total
Poids volumique déjaugé γ'	Poids volumique du sol saturé diminué du poids volumique de l'eau : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Poids volumique maximal γ_{max}	Poids volumique du sol sec correspondant au maximum d'une courbe de compactage

L'indice des vides e d'un sol représente le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides du sol. Il est lié au poids spécifique et au poids volumique sec par la relation :

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad \text{Eq. I. 1}$$

1.3.2.3 Déformabilité et élasticité

Les sols sont des matériaux plus ou moins déformables en fonction des chargements qui vont leur être appliqués. Ils peuvent être assimilés à des milieux continus, et doivent donc répondre à un certain nombre de principes généraux de la physique propres à la mécanique de ces milieux, ce qui n'est pas toujours démontré par l'expérience (Mestat, 1993). Il est donc nécessaire de caractériser le comportement des matériaux à partir de lois de comportement qui leur sont spécifiques. Ces lois relient le tenseur des contraintes au tenseur des déformations (Figure I. 5).

On considère classiquement en première approximation que les matériaux ont un comportement élastique, c'est-à-dire que la relation reliant la contrainte et la déformation est réversible. Cette approximation est également faite dans le cas des sols, mais néanmoins le domaine d'élasticité est très réduit et ne dépasse pas une déformation de quelques micromètres dans le cas des matériaux granulaires, bien qu'elle soit légèrement supérieure pour les matériaux cohésifs (CFBR, 2015).

Le comportement élastique linéaire isotrope est décrit par la loi de Hooke, faisant intervenir le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1 + \nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} tr(\underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{\delta}} \tag{Eq. I. 2}$$

$\underline{\underline{\varepsilon}}$, $\underline{\underline{\sigma}}$ et $\underline{\underline{\delta}}$ représentent respectivement les tenseurs des déformations, des contraintes et l'identité.

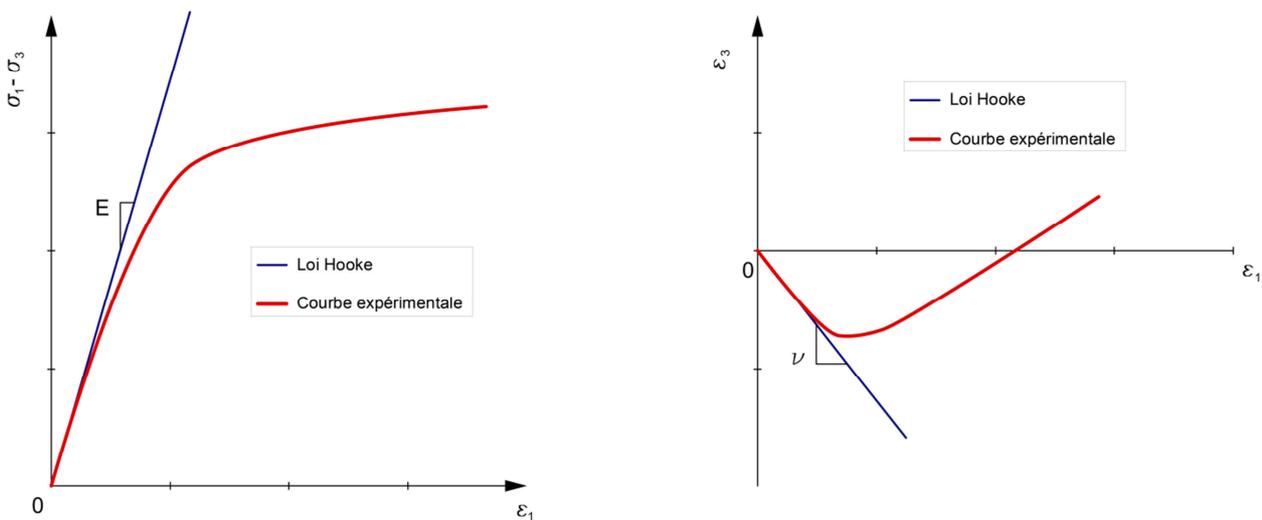


Figure I. 5 Représentation du comportement élastique : loi de Hooke et courbes expérimentales

La courbe contraintes/déformations d'un sol n'étant pas linéaire, les paramètres E et ν dépendent de la contrainte appliquée. On définit différents modules et coefficients de Poisson en fonction des conditions de chargement drainé ou non drainé représentant respectivement les comportements à long et court terme (CFBR, 2015). On distingue différents modules, mesurables à l'essai triaxial, suivant les conditions de chargement (faible déformation, déchargement/rechargement,...) ou les phénomènes que l'on souhaite étudier (module cyclique pour le calcul sismique).

Nous reviendrons sur la définition d'autres lois de comportement dans la suite de ce document.

1.3.2.4 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement est une notion importante pour caractériser la rupture d'un échantillon ou d'un massif de sol. La rupture s'apprécie grâce à la courbe contraintes - déformation, évoquée dans le paragraphe précédent.

Si on considère un massif de sol chargé, on imagine aisément qu'une augmentation de charges (donc de contraintes) amènera à une augmentation des déformations, et inversement. Cependant ces contraintes ne peuvent pas augmenter indéfiniment : il existe un palier au-delà duquel le sol ne peut demeurer à l'équilibre. Cette frontière séparant le domaine des contraintes admissibles de celui des contraintes provoquant la rupture est appelé courbe intrinsèque dans le plan de Mohr (σ, τ) (CFBR, 2015).

On distingue différents comportements des sols en fonction de leur nature et de leur état de saturation. Sur la Figure I. 6, la courbe I représente un comportement dilatant : la contrainte passe par un pic avant de diminuer alors que la déformation continue d'augmenter. La rupture est assimilée à l'état au pic. Ce comportement est typique des sables denses ou des argiles surconsolidées.

La courbe II représente un comportement contractant, la contrainte va augmenter progressivement en fonction de la déformation jusqu'à atteindre une asymptote. Les sables lâches et les argiles remaniées suivent généralement ce type de comportement.

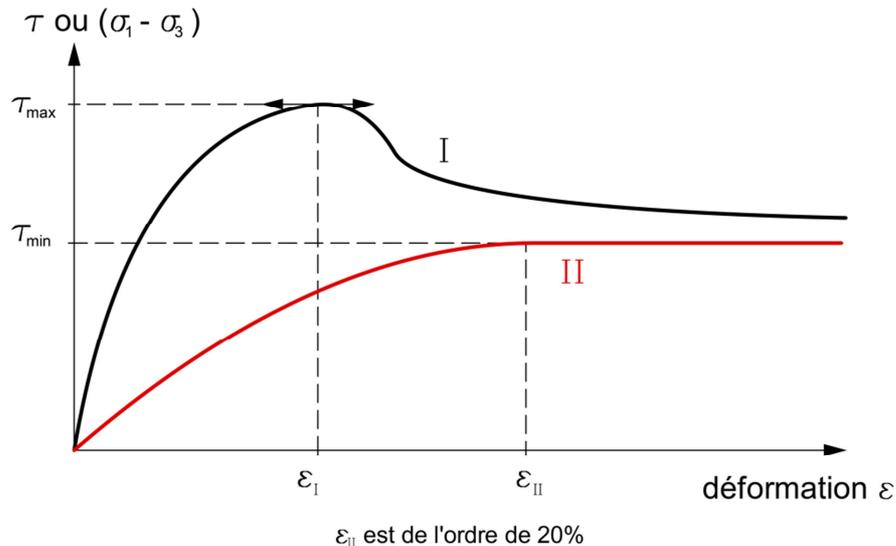


Figure I. 6 Courbes contraintes/déformations : (I) comportement dilatant - sols surconsolidés; (II) comportement contractant - sols normalement consolidés (CFBR, 2015)

La résistance au cisaillement d'un sol dépend également de son comportement hydraulique. On distingue deux comportements :

- le comportement drainé pour lequel l'application des contraintes est suffisamment lente, en fonction de la perméabilité et de l'état de consolidation du sol, pour qu'aucune surpression interstitielle ne soit induite. Les efforts sont transmis directement au squelette solide formé par les grains, et les contraintes induites sont des contraintes effectives σ' , au sens défini par Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u$, où σ est la contrainte totale et u est la pression interstitielle) ;

- le comportement non drainé caractérise à l'inverse un cas de chargement assez rapide dans lequel les pressions n'ont pas le temps de se dissiper. C'est également le cas lorsque le drainage de l'échantillon considéré est empêché, ce qui impose le fait que le volume reste constant. Ce type de comportement est donc relatif aux phases solides et liquides prises conjointement et est donc exprimé en contraintes totales.

Même si la courbe intrinsèque d'un sol est généralement non-linéaire, l'expérience montre qu'elle peut souvent être approximée par une droite, appelée droite de Coulomb dans le plan de Mohr (σ, τ) (Figure I. 7). Pour les sols pulvérulents (a), la droite passe par l'origine du repère alors que pour les sols cohérents (b), par exemple les argiles, il existe une résistance au cisaillement non nulle en cas de contrainte nulle : il s'agit de la cohésion du sol notée c' (en considérant les contraintes effectives).

Les courbes intrinsèques des deux types de sols s'expriment par les droites d'équations suivantes :

$$\begin{cases} (a) & \tau' = \sigma' \cdot \tan \varphi' \\ (b) & \tau' = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \end{cases}$$

Le coefficient directeur des droites de Coulomb fait intervenir l'angle de frottement interne φ' du sol, représentant le frottement entre les grains.

Les caractéristiques drainées (c' et φ') et non drainées (C_{UV} et φ_{UV}) de résistance au cisaillement sont déterminées à partir d'essais de laboratoire sur des éprouvettes prélevées sur des échantillons de sol. Deux types d'appareil sont couramment utilisés : l'appareil de cisaillement direct (boîte de Casagrande) et l'appareil triaxial. Plusieurs essais triaxiaux existent et permettent de déterminer différents paramètres en fonction des conditions (Tableau I. 4).

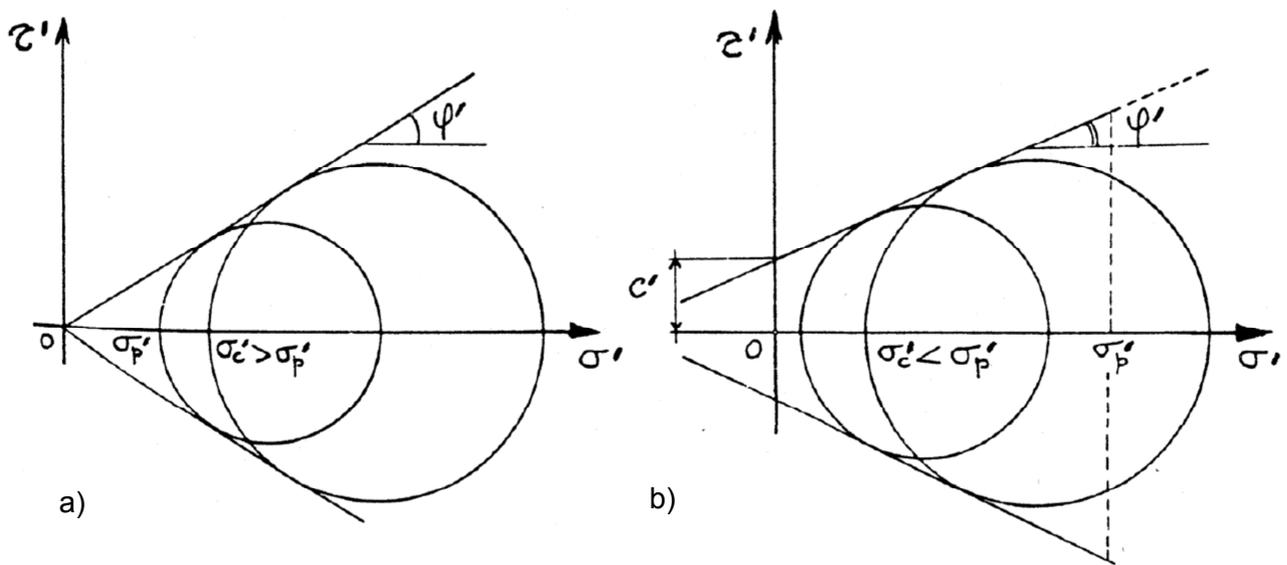


Tableau I. 4 Différents types d'essais triaxiaux

	Essai UU (Unconsolidated, Undrained)	Essai CU (Consolidated, Undrained)	Essai CD (Consolidated, Drained)
Consolidation	NON	OUI	OUI
Drainage	Fermé	Ouvert pendant consolidation	Ouvert
Vitesse	Rapide	Rapide	Lente
Comportement	Non drainé Court terme	Non drainé Court terme (si u n'est pas mesurée) Long terme (si u est mesurée)	Drainé Long terme
Paramètres	c_{UU} et φ_{UU}	c_{CU} et φ_{CU} c' et φ' (si u est mesurée)	c' et φ'
Cercles de Mohr			

Dans un calcul de stabilité dit « à court terme », les caractéristiques de résistance au cisaillement utilisées correspondent aux caractéristiques non drainées obtenues par l'essai UU ou CU. Les contraintes totales sont utilisées. Dans le cas de stabilité des barrages en remblai, cela correspond aux situations relativement rapides comme la vidange du réservoir ou lors d'un séisme.

A l'opposé, un calcul à long terme correspond à un état drainé dans lequel les contraintes ont été appliquées lentement. On utilisera dans ce cas les caractéristiques drainées et le calcul se fera en contraintes effectives. Pour les barrages, un tel calcul est mené pour la situation normale d'exploitation.

1.3.2.5 Propriétés hydrauliques

La principale propriété hydraulique d'un sol est sa perméabilité intrinsèque notée K . Cette caractéristique dépend fortement de l'indice des vides e du sol (Masekanya, 2008; Chapuis, 2012).

Ce paramètre est difficile à estimer car il peut varier de plusieurs ordres de grandeur en fonction de la nature des sols, de leur état de saturation et du fait que la perméabilité peut s'altérer dans le temps à cause du transport des éléments les plus fins (CFBR, 2015). Il est cependant souvent considéré comme constant dans la plupart des études faisant l'hypothèse de saturation totale du géomatériau.

Différentes méthodes plus ou moins empiriques ont été établies pour déterminer la perméabilité des sols (Chapuis, 2012; CFBR, 2015). Nous y reviendrons dans la Partie II de ce travail.

En ce qui concerne les ouvrages hydrauliques en remblai, l'anisotropie de la perméabilité a également une influence très importante sur le comportement hydraulique du fait de la construction par couches compactées. La perméabilité horizontale K_x est supérieure à la perméabilité verticale K_y avec un rapport pouvant varier de 1 à 10 (Scholes, 2007; Smith et Konrad, 2011), mais pouvant être proche de 100 dans certains cas extrêmes (Durand et al., 1999; CFBR, 2015).

I.3.3 MODELE HYDRAULIQUE INTERNE

Le modèle hydraulique interne permet de déterminer les pressions interstitielles au sein du remblai, qui représentent une information importante pour l'étude de la stabilité de l'ouvrage, mais également les vitesses d'écoulement et les gradients hydrauliques.

I.3.3.1 Hypothèses du modèle hydraulique

Ce paragraphe décrit deux hypothèses fondamentales pour le calcul des pressions interstitielles : le choix du modèle concernant les conditions de saturation et celui relatif à la prise en compte de la variable temps (régime permanent ou transitoire).

Conditions de saturation

Un sol est un matériau triphasique comportant un squelette solide, une phase liquide (eau) et une phase gazeuse (air) (Figure I. 8). L'eau présente dans le sol est soit liée aux grains par adsorption, soit présente dans les pores entre les grains. Elle est alors dite interstitielle et est soumise aux lois physiques des écoulements hydrauliques. L'eau interstitielle est quant à elle soit :

- libre, lorsqu'on se trouve sous le niveau de la nappe phréatique. Le sol est alors totalement saturé : tout l'espace interstitiel est rempli par le liquide. La pression interstitielle est positive dans l'eau libre ;
- capillaire, lorsqu'on se trouve au-dessus de la nappe. Le sol n'est alors que partiellement saturé, de l'air est présent dans l'espace interstitiel. L'eau capillaire est en équilibre grâce aux forces de gravité et de tension. La pression interstitielle y est négative par rapport à la pression de référence à cause du phénomène de succion.

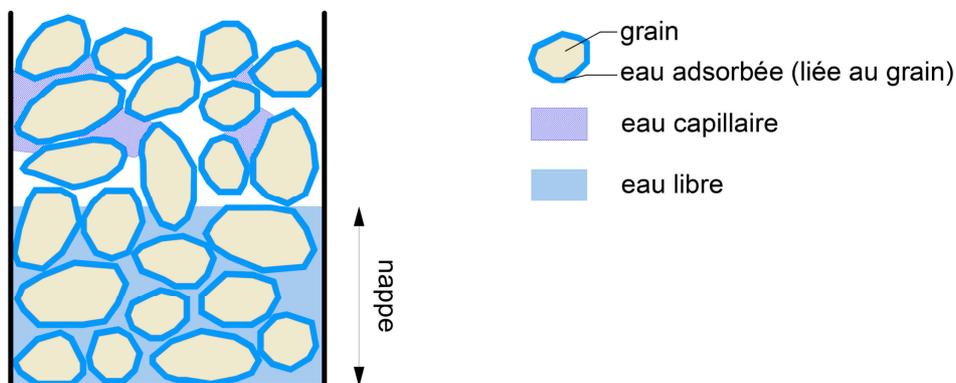


Figure I. 8 Etats de l'eau dans les sols

Historiquement, les développements en mécanique des sols ont souvent concerné les sols saturés (Masekanya, 2008). On peut citer en exemple la théorie de Terzaghi permettant de décrire le comportement des sols grâce à la contrainte effective (dépendant de la contrainte totale σ et de la pression interstitielle u). Cette relation n'est cependant plus valable dans le cas des sols non saturés. Il est néanmoins important de prendre en compte le comportement non saturé des sols dans le cas d'ouvrages comme les barrages en terre dont le comportement dépend directement des conditions de saturation (Masekanya, 2008).

Une description détaillée du comportement des sols non saturés peut être rencontrée dans (Masekanya, 2008; SEEP/W, 2014). On ne présente ici que les principes essentiels.

Dans un sol non saturé, la teneur en eau volumique n'est pas égale à la porosité comme c'est le cas en saturation totale où le volume des vides est intégralement comblé par le volume d'eau. Elle va dépendre de la succion totale, que l'on note u_s , définie comme la différence entre la pression de l'eau u_w (négative) et la pression atmosphérique de l'air u_a . On a donc $u_s = u_a - u_w < 0$. Le degré de saturation (i.e. la teneur en eau volumique) va à son tour influencer la perméabilité du sol, qui va être inférieure à la perméabilité à saturation K_{sat} . Ces relations sont décrites par deux courbes, nommées courbe de rétention et courbe de perméabilité (Figure I. 9).

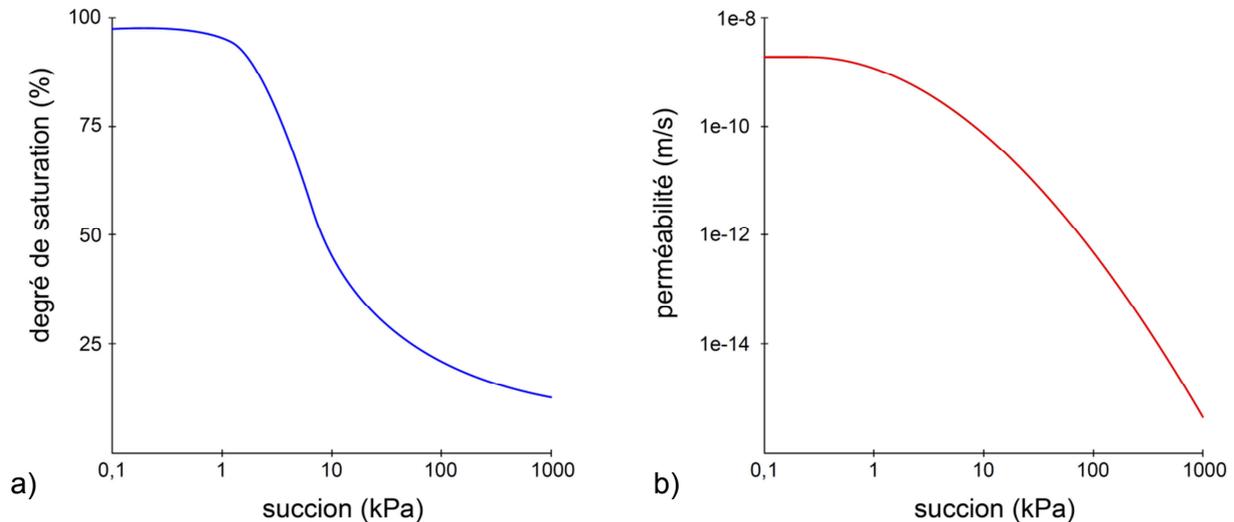


Figure I. 9 a) Courbe de rétention - b) Courbe de perméabilité

Ces courbes sont assez rarement obtenues expérimentalement car elles nécessitent un dispositif particulier. Elles peuvent cependant être approchées grâce à des modèles développés dans la littérature. Nous citons uniquement celui développé par Van Genuchten, associé à celui de Mualem pour la perméabilité, couramment utilisé dans la littérature sur tous types de sols (Gui et al., 2000; Sivakumar Babu et Murthy, 2005; Cho, 2012) et dans lequel ces deux courbes sont décrites par les expressions suivantes (Van Genuchten, 1980) :

Courbe de rétention

$$S(u) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + (-\alpha u)^n]^m}$$

θ_r : teneur en eau volumique résiduelle
 θ_s : teneur en eau volumique à saturation
 α, m et n : paramètres du modèle avec $m = 1 - 1/n$

Eq. I. 3

Courbe de perméabilité

$$K_{ns}(u) = K_{sat} \frac{[1 - (\alpha u)^{n-1} [1 + (\alpha u)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha u)^n]^{m/2}}$$

K_{sat} : perméabilité à saturation

Eq. I. 4

La prise en compte de la non saturation modifie l'expression de la contrainte effective qui s'écrit (contrainte de Bishop) :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(S_r)(u_a - u_w) \tag{Eq. I. 5}$$

Le terme $\chi(S_r)$ est appelé paramètre de Bishop et est égal à 1 en cas de saturation totale et à 0 pour les sols secs. Masekanya (2008) décrit les différents moyens de définir $\chi(S_r)$, mais précise que pour des raisons de simplicité, la plupart des études utilise la relation $\chi(S_r) = S_r$.

Prise en compte du facteur temps

Suivant la situation pour laquelle on cherche à modéliser l'écoulement au sein d'un ouvrage en remblai, les conditions de saturation peuvent être variables et dépendre du temps. On distingue donc deux régimes : permanent et transitoire.

En régime permanent, l'écoulement est considéré comme établi, et est indépendant du temps, ce qui simplifie les équations du problème. Ce type de régime n'est applicable qu'au cas où l'on considère l'ouvrage en service avec une cote de réservoir fixée. C'est généralement le cas lorsqu'on cherche à calculer les pressions interstitielles d'un barrage en exploitation normale. Ce régime ne considère pas la courbe de rétention (et donc celle de perméabilité) pour calculer la solution.

Le régime transitoire prend le facteur temps en compte. Il permet de modéliser des situations durant lesquelles des changements de conditions hydrauliques s'effectuent sur une certaine durée : remplissage de la retenue, construction de l'ouvrage, vidange rapide, passage d'une crue. La modélisation hydraulique en régime transitoire nécessite que les conditions initiales de pressions soient connues et fixées.

Dans notre étude, nous considérerons le caractère non saturé des matériaux constituant le remblai, ainsi que les aspects mécaniques inhérents. Bien que nous nous intéressons seulement à la situation normale d'exploitation, la résolution du problème d'écoulement se fera en régime transitoire afin de considérer d'une part la réalité du remplissage mais également afin de prendre en compte les courbes de rétention et de perméabilité.

1.3.3.2 Equations d'écoulement

L'écoulement dans un sol saturé ou non saturé est basé sur la loi de Darcy :

$$\underline{v} = k(u) \times \underline{i} \quad \text{Eq. I. 6}$$

avec :

\underline{v} : vitesse de l'écoulement ;

$k(u)$: perméabilité dépendante de la pression, égale à K_{sat} en cas de saturation totale ;

$\underline{i} = -\text{grad } H$: gradient de la charge hydraulique totale $H = \frac{u}{\gamma_w} + z$, exprimée en mètres de colonne d'eau ;

$u = (H - z) \gamma_w$, la pression interstitielle au sein du remblai dépendant de la cote z et du poids volumique de l'eau γ_w .

En exprimant le fait que le flux entrant et sortant d'un volume élémentaire en fonction du temps est égal au changement de teneur en eau volumique, il vient l'équation aux dérivées partielles suivante, connue sous le nom d'équation de Richards (Richards, 1931) :

$$C(u) \frac{\partial H}{\partial t} = -\text{div}[v] = -\text{div}[-k(u) \times \text{grad } H] \quad \text{Eq. I. 7}$$

où $C(u) = \partial\theta/\partial u$ est la capacité capillaire (θ est la teneur en eau volumique).

Cette équation permet de représenter l'écoulement transitoire en condition non saturée ($k(u)$ est variable). Dans le cas du régime permanent, le terme de gauche s'annule et on se ramène à une équation de Laplace $\text{div}[v] = 0$.

Cette équation peut être réécrite en condition anisotrope bidimensionnelle sous la forme (SEEP/W, 2014) :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(u) \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z(u) \frac{\partial H}{\partial z} \right) + Q \quad \text{Eq. I. 8}$$

avec $k_x(u)$ (resp. $k_z(u)$) la perméabilité selon la direction horizontale (resp. verticale) et Q la condition limite de flux.

1.3.3.3 Géométrie et conditions aux limites

Le choix de la géométrie représentative de l'ouvrage va avoir, comme pour le modèle géotechnique, une importance primordiale dans le calcul des pressions interstitielles.

Le profil choisi doit représenter les différentes zones de l'ouvrage si les matériaux sont hydrauliquement différents. Il doit aussi faire figurer les organes drainants éventuels de l'ouvrage.

Les conditions aux limites sont des informations indispensables pour la résolution des équations ci-dessus. Elles conditionnent très fortement les résultats (CFBR, 2015). Les conditions aux limites du calcul hydraulique peuvent être soit la charge totale (potentiel hydraulique), soit directement le flux. L'application des conditions aux limites peut être très simple, ce qui est généralement le cas, notamment lorsqu'on considère un niveau fixe de la retenue : la charge à appliquer sur le parement amont est alors égale à la cote de la retenue. A l'aval, la condition généralement adoptée consiste à fixer le niveau de la nappe.

Les drains peuvent être modélisés par des conditions aux limites s'ils ne sont pas modélisés directement par la géométrie. Ils peuvent alors être modélisés par des points où la charge est imposée comme celle de la nappe aval majorée d'une éventuelle perte de charge (CFBR, 2015). Pour les drains chemisées, on peut considérer une pression interstitielle nulle avec un écoulement non saturé dans le drain.

1.3.3.4 Méthodes de détermination de la ligne piézométrique

La résolution des équations présentées précédemment n'est pas systématique pour obtenir la ligne piézométrique (i.e. les pressions interstitielles) au sein d'un barrage en remblai. Il est dans certains cas possible d'utiliser des méthodes simplifiées approchant la valeur exacte. On distingue les trois types de méthodes suivants (MA, 1989; SEEP/W, 2014; CFBR, 2015) :

- **Méthodes simplifiées** : interpolation linéaire de la ligne piézométrique de la retenue à la nappe aval, méthode du coefficient r_u , méthode graphique (parabole de Kozeny), méthode de Bishop...
- **Résolution non couplée des équations d'écoulement** : le calcul numérique des pressions est réalisé avec des logiciels d'hydraulique utilisant la méthode des éléments finis ou des différences finies. Ces méthodes ne prennent pas en compte le calcul mécanique des

déformations en fonction de l'évolution des pressions, et donc de la contrainte effective. Certains logiciels peuvent cependant faire varier la porosité en fonction de la pression mais non en fonction de la contrainte comme c'est le cas réellement. Ce type de résolution peut avoir tendance à sous-estimer une partie des pressions dans la partie amont de l'ouvrage, spécialement si celui-ci est composé d'argiles.

- **Résolution des équations d'écoulement avec couplage hydraulique/mécanique** : dans ce cas-là, la résolution est faite en couplant calcul hydraulique et calcul mécanique. Les pressions sont générées par le chargement et par l'écoulement lui-même. Le temps de calcul est cependant considérablement augmenté par rapport au cas précédent pour une précision sur les résultats pas toujours significative. Il faut donc se demander, avant de la mettre en œuvre, si l'utilisation de cette méthode a un intérêt particulier pour la sécurité de l'ouvrage. L'usage d'un calcul couplé est rare, il n'est justifié que pour les grands ouvrages et les ouvrages complexes (fondation molle, recharge en matériau non drainant matériaux argileux,...).

Le Tableau I. 5 décrit les méthodes à adopter suivant la situation que l'on cherche à modéliser.

Tableau I. 5 Méthodes de calcul des pressions interstitielles en fonction de la situation

Situations	Méthodes possibles
Construction	Coefficient r_u Résolution des équations avec couplage
Remplissage	Surface libre fixée a priori Résolution non couplée des équations Résolution des équations avec couplage
Situation normale d'exploitation	Surface libre fixée a priori Résolution non couplée des équations Méthode graphique
Vidange	Méthode de Bishop Coefficient r_u Résolution non couplée des équations
Passage d'une crue	Résolution non couplée des équations

La résolution des équations d'écoulement est dans notre travail réalisée par la méthode des éléments finis. Comme nous nous intéressons à la situation normale d'exploitation, la résolution sera faite sans couplage, l'apport de celui-ci étant secondaire dans l'étude à mener.

1.3.4 JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT PAR CALCUL A L'EQUILIBRE LIMITE

1.3.4.1 Introduction

La problématique de la stabilité des pentes concerne différentes structures géotechniques (remblai routier, canaux, digues, barrages...). L'évaluation de la stabilité d'une pente n'est pas simple car elle dépend de nombreux paramètres relatifs au site d'étude (géologie, géotechnique, hydraulique, géométrique), et relatifs à la surface de glissement, qui rendent cette évaluation complexe. Il est donc nécessaire de formuler des hypothèses afin de permettre d'évaluer quantitativement la stabilité d'une pente grâce à un coefficient appelé « facteur de sécurité ».

Ce chapitre propose une définition classiquement adoptée du facteur de sécurité permettant d'estimer la stabilité d'une pente. Il s'intéresse ensuite aux méthodes à l'équilibre-limite (MEL), qui sont classiquement utilisées pour calculer le facteur de sécurité dans les domaines de l'ingénierie et de la recherche.

1.3.4.2 Définition du facteur de sécurité

Les coefficients de sécurité sont souvent utilisés pour le dimensionnement dans le domaine du génie civil, notamment avec la notion de coefficients partiels proposée par les Eurocodes.

Le principe de l'analyse de la stabilité des pentes repose sur le calcul du facteur de sécurité F_S , qui est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement du sol, et celle nécessaire pour que l'équilibre soit assuré (Duncan, 1996) :

$$F_S = \frac{\text{résistance au cisaillement du sol}}{\text{résistance au cisaillement requise pour équilibre}} = \frac{\tau}{\tau_{eq}} \quad \text{Eq. I. 9}$$

En d'autres termes, F_S est le coefficient par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être divisée afin d'amener la pente dans un état d'équilibre limite.

L'étude de stabilité consiste à comparer le facteur de sécurité calculé avec un coefficient de sécurité que l'ingénieur s'est fixé en fonction de la situation considérée. Pour les nouveaux barrages en remblai, ce coefficient de sécurité est généralement pris égal à 1,5 pour la situation normale d'exploitation, et peut être compris entre 1,1 et 1,3 en cas de vidange rapide (USACE, 2003).

1.3.4.3 Méthodes à l'équilibre-limite (MEL)

Les méthodes à l'équilibre-limite sont employées pour l'analyse de stabilité des pentes car relativement simples à utiliser et à programmer. Le principe de base des méthodes à l'équilibre limite est de diviser le massif de sol en « tranches » et d'étudier les interactions entre les tranches afin d'en estimer la stabilité d'ensemble.

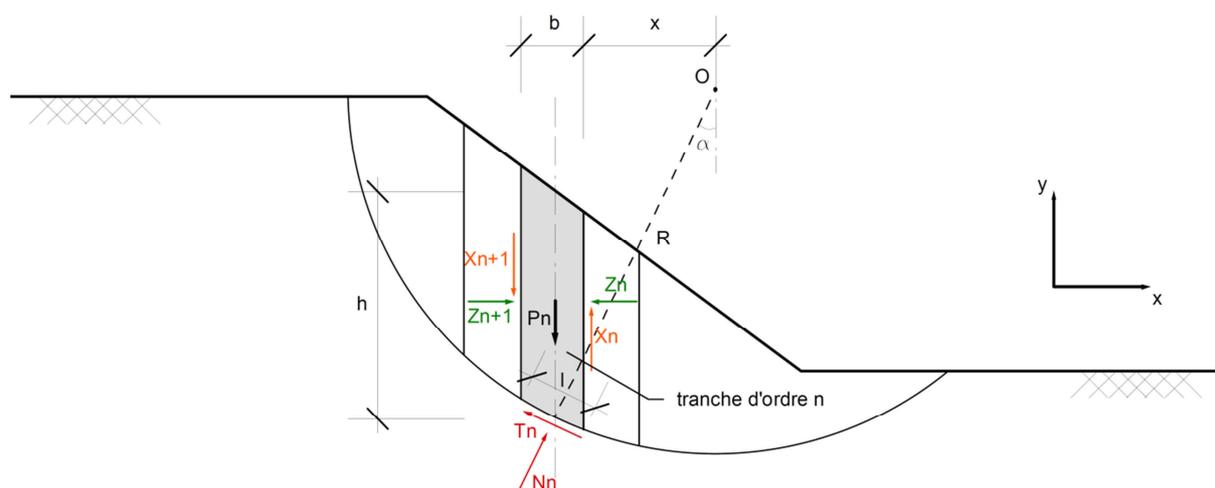


Figure I. 10 Méthodes des tranches : schématisation des interactions inter-tranches

Les interactions entre les tranches sont définies par les variables suivantes (Figure I. 10) :

P_n : poids total de la tranche de largeur l et de hauteur h ;

l : portion du cercle interceptée par la tranche d'ordre n considérée ;

N_n et T_n : composantes normale et tangentielle du poids P_n ramené au niveau du cercle ;

X_n et Z_n : composantes horizontale et verticale de l'action de la tranche $n+1$ sur la tranche n ;

α : angle que fait la tranche avec la verticale.

Ces méthodes, dites « des tranches », considèrent une section type de l'ouvrage, correspondant généralement à la section de plus grande hauteur. Elles font l'hypothèse qu'il n'y a aucune interaction dans la 3^{ème} dimension du barrage, transversale à la vallée, que la surface de glissement est circulaire, et que la rupture se produit instantanément et simultanément sur le long de toute la surface (MA, 1989).

Le principe de la démarche d'une analyse de stabilité utilisant les méthodes à l'équilibre limite est le suivant (CFBR, 2015) :

- choix d'un modèle de calcul à l'équilibre limite ;
- définition des cercles de glissement sur lesquels le calcul de F_s sera effectué ;
- calcul des contraintes effectives (normales et tangentielles) le long de ces surfaces ;
- comparaison des contraintes effectives avec la résistance au cisaillement du ou des matériaux et calcul du facteur de sécurité relatif à chacun des cercles.

On retient pour le calcul de stabilité le facteur de sécurité le plus faible parmi ceux calculés, correspondant à la surface de glissement la plus critique.

Si on fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement du sol peut s'exprimer grâce au critère de Mohr-Coulomb en contraintes effectives :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad \text{Eq. I. 10}$$

et en écrivant l'équilibre mécanique de chaque tranche dans les directions horizontale et verticale, ainsi que l'équilibre en rotation, il vient les expressions des facteurs de sécurité suivantes, relatives respectivement à l'équilibre global en termes de forces et de moments (Masekanya, 2008) :

$$F_{s,f} = \frac{\sum [c'l + (N_n - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum N_n \sin \alpha} \quad \text{Eq. I. 11}$$

$$F_{s,m} = \frac{\sum [c'l + (N_n - ul) \tan \phi']}{\sum P_n \sin \alpha} \quad \text{Eq. I. 12}$$

Différentes méthodes à l'équilibre-limite existent, chacune avec des hypothèses permettant de considérer et de simplifier l'une et/ou l'autre des expressions du facteur de sécurité précédentes. Le Tableau I. 6 présente les caractéristiques de quelques méthodes à l'équilibre limite. Plus de détails à propos de ces méthodes sont disponibles dans (MA, 1989; USACE, 2003; Masekanya, 2008; SLOPE/W, 2014).

Tableau I. 6 Caractéristiques de quelques méthodes à l'équilibre limite, d'après (SLOPE/W, 2014)

Méthode	Equilibre des moments	Equilibre des forces	Considération force X	Considération force Z	Inclinaison de la résultante Z/X, Relation Z-X
Fellenius	OUI	NON	NON	NON	Pas de forces inter-couches
Bishop simplifiée	OUI	NON	OUI	NON	Horizontale
Janbu simplifiée	NON	OUI	OUI	NON	Horizontale
Méthode suédoise simplifiée (US Army Corps of Engineers)	NON	OUI	OUI	OUI	Inclinaison parallèle à la pente
Spencer	OUI	OUI	OUI	OUI	Constante
Morgenstern-Price	OUI	OUI	OUI	OUI	Variable, fonction définie par l'utilisateur

Une approche alternative consiste à calculer le facteur de sécurité en utilisant les définitions ci-dessus mais en calculant au préalable le champ de contraintes à partir d'une modélisation aux éléments finis. Cela permet de connaître plus précisément les contraintes normale et tangentielle à la base de chaque tranche. Seuls certains logiciels commerciaux permettent cette approche combinant méthodes des tranches et éléments finis (SLOPE/W, 2014).

1.3.4.4 Synthèse concernant les méthodes à l'équilibre-limite

Les méthodes « des tranches » sont très souvent employées pour évaluer la stabilité d'ensemble des barrages en remblai dans l'ingénierie. Elles sont en effet relativement simples d'utilisation et peuvent facilement être intégrées dans un logiciel dédié. Cependant ces méthodes comportent certains inconvénients (Griffiths, 2000; Masekanya, 2008) :

- elles nécessitent de faire des hypothèses sur le découpage du massif de sol glissant en un certain nombre de tranches ;
- d'autres hypothèses doivent être formulées concernant les interactions entre les tranches et leurs directions d'application, qui ont une influence non négligeable sur l'équilibre du massif ;
- la surface de rupture critique n'apparaît pas naturellement ; elle correspond à celle pour laquelle le facteur de sécurité est le plus faible, parmi une série de cercles définis au préalable ;

- ces méthodes considèrent que le facteur de sécurité est identique le long de la surface de glissement, ce qui n'est pas physiquement le cas ;
- l'hypothèse de rupture circulaire est une simplification largement adoptée, mais dans certains cas plus complexes, il se peut qu'elle ne soit pas vérifiée ;
- elles ne permettent pas de prendre en compte de façon réaliste le comportement physique du sol : aucune considération n'est faite sur les lois contraintes/déformations, et donc sur les déplacements ;
- le principe de calcul des méthodes à l'équilibre limite permet difficilement la prise en compte de la variabilité intrinsèque des propriétés des sols.

Les MEL ne seront pas considérées dans notre étude, compte-tenu des simplifications qu'elles impliquent. Le chapitre suivant présente une alternative aux méthodes à l'équilibre limite en étudiant la stabilité des pentes grâce à la méthode des éléments finis.

1.3.5 JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT PAR CALCUL EN DEFORMATIONS

Avec le développement des outils informatiques, des méthodes numériques ont été développées et permettent de résoudre des systèmes d'équations complexes relatives à différents domaines scientifiques. La mécanique des sols fait partie de ces domaines, et plusieurs méthodes et logiciels permettent désormais la modélisation du comportement complexe des géomatériaux (sols et roches).

Ce chapitre présente dans un premier temps les particularités du comportement élasto-plastique des géomatériaux que permettent de prendre en compte les méthodes numériques par un calcul en contraintes/déformations. Dans un second temps, une description rapide de ces méthodes numériques est faite en présentant les spécificités de chacune. Cela nous permettra de faire un choix quant à la méthode la plus adaptée pour la modélisation du mécanisme de glissement sur un ouvrage hydraulique en remblai. Enfin, nous verrons par quelles méthodes peut être calculé le facteur de sécurité d'une pente grâce aux outils numériques.

1.3.5.1 Comportement élasto-plastique

Définition de la plasticité

La plasticité d'un matériau correspond à l'apparition de déformations irréversibles pour un certain niveau de contraintes. Elle s'appuie sur deux notions fondamentales (Coquillay, 2005) :

- la surface de charge qui sépare les domaines élastiques et plastiques ;
- la règle d'écoulement qui définit l'évolution des déformations plastiques.

Notion de surface de charge

La surface de charge est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique dans l'espace des contraintes. L'intérieur de la surface de charge correspond aux états de déformations réversibles (élastiques), et à l'extérieur, les déformations $d\varepsilon$ sont composées d'une partie réversible $d\varepsilon_{ij}^e$ et d'une partie irréversible $d\varepsilon_{ij}^p$ (plastique) (Lee, 1994). On peut écrire :

$$d\varepsilon = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad \text{Eq. I. 13}$$

Cette frontière est définie par une fonction scalaire F dépendant de la contrainte (σ_{ij}) appelée fonction de charge telle que :

$F(\sigma_{ij}) < 0$	Intérieur du domaine élastique (critère d'élasticité)
$F(\sigma_{ij}) = 0$	Frontière du domaine (critère de plasticité)
$F(\sigma_{ij}) > 0$	Extérieur du domaine

Lorsque l'état des contraintes atteint la surface de charge ($F(\sigma_{ij}) = 0$), deux comportements élasto-plastiques sont possibles (Coquillay, 2005) :

- La surface de charge n'évolue pas : modèle élastique parfaitement plastique ;
- La surface de charge évolue : modèle élasto-plastique avec écrouissage.

Notion de règle d'écoulement

Soit (σ_{ij}) un état de contraintes correspondant à une étape de chargement donnée. Si on est dans le cas où $F(\sigma_{ij}, h) < 0$, alors on se trouve à l'intérieur du domaine élastique actuel, et la variation de

déformation est purement élastique : $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e$ (Mestat, 1993). Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, h) = 0$, on se situe alors sur la frontière du domaine, et il faut distinguer si on se trouve en situation de chargement ou de déchargement :

Chargement si :

$$\begin{aligned} F(\sigma_{ij}) &= dF(\sigma_{ij}) = 0 \\ \frac{\delta F}{\delta \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} &> 0 \\ d\varepsilon_{ij} &= d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \end{aligned}$$

Déchargement si :

$$\begin{aligned} F(\sigma_{ij}) &= 0 \\ \frac{\delta F}{\delta \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} &< 0 \\ d\varepsilon_{ij} &= d\varepsilon_{ij}^e \end{aligned}$$

La règle d'écoulement plastique a pour but d'exprimer $d\varepsilon_{ij}^p$ en fonction de l'état de contrainte σ_{ij} et de $d\sigma_{ij}$ (Coquillay, 2005) et s'écrit, d'après le principe du travail maximal de Hill :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\delta F}{\delta \sigma_{ij}} \quad \text{avec } \dot{\lambda} > 0 \text{ (multiplicateur plastique)}$$

Dans le cas des sols, l'expérience montre que les vitesses de déformations sont mal décrites par ce principe (Mestat, 1993; Coquillay, 2005). Il faut introduire un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$, fonction du tenseur des contraintes et remplaçant F dans l'équation précédente. La règle d'écoulement est alors dite non associée. Elle est par opposition dite associée lorsqu'on a $F = G + cste$.

Comportement élastique parfaitement plastique

Dans ce type de comportement, la surface de charge est confondue avec le critère de rupture (Dolzhenko, 2002). La surface de charge reste inchangée : le point de charge (σ_{ij}) ne peut pas sortir du domaine d'élasticité ($F \leq 0$). Lorsqu'il se situe à l'intérieur de la surface de rupture, le comportement est supposé élastique, isotrope ou anisotrope. Les déformations plastiques apparaissent lorsque (σ_{ij}) se trouve sur la surface de charge et y demeure ($F = 0$) (Coquillay, 2005).

Notion d'écrouissage

L'écrouissage est l'évolution de la surface de charge en fonction du niveau de contrainte appliqué au matériau. Pour un matériau écrouissable, le domaine élastique n'est pas fixe : il dépend de l'état d'écrouissage du matériau, représenté par une variable h introduite dans l'expression de la surface de charge notée $F(\sigma_{ij}, h)$ (Coquillay, 2005). Le paramètre d'écrouissage h n'évolue que s'il y a évolution de la déformation plastique.

Il existe trois catégories d'écrouissage :

- l'écrouissage isotrope, dans lequel le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre O, origine de l'espace des contraintes ;
- l'écrouissage cinématique, dans lequel le domaine élastique se déplace dans l'espace des contraintes. Ce type d'écrouissage est non linéaire (Dolzhenko, 2002) ;
- l'écrouissage mixte, qui est la superposition des deux types d'écrouissage précédents.

Les notions évoquées ici relatives au comportement élasto-plastique ont été rapidement décrites. Elles sont cependant importantes pour comprendre et modéliser de façon réaliste le comportement du sol dans une modélisation utilisant la méthode des éléments finis. Nous renvoyons à la littérature citée pour plus de détails sur ces notions.

1.3.5.2 Méthodes numériques de modélisation

Le principe de la modélisation consiste à remplacer un système physique complexe par un objet ou un opérateur plus simple reproduisant les aspects ou les comportements principaux de l'original. Les phénomènes physiques sont souvent régis par des paramètres non-linéaires et peuvent être représentés par un modèle mathématique utilisant des systèmes d'équations aux dérivées partielles (EDP) non linéaires dont les solutions analytiques ne sont en général pas connues.

L'essor des ordinateurs dans la deuxième moitié du XX^{ème} siècle a permis de développer des méthodes numériques permettant de résoudre les équations continues de la physique en les transformant en un problème discret sur un certain domaine (maillage). Deux approches sont envisageables : locale ou globale (Chateaufort, 2010). Dans l'approche locale, les EDP sont directement discrétisées, comme dans la méthode des différences finies (le système différentiel d'équilibre est appelé formulation forte). Dans l'approche globale, l'équilibre du système est exprimé sous une formulation plus générale (formulation faible), souvent en termes de bilan énergétique, qui est ensuite discrétisé. L'équilibre énergétique n'est plus assuré localement (en tout point du milieu), mais au niveau global d'un élément de volume. Cette approche (volumes finis, éléments finis) présente des avantages considérables pour le traitement des systèmes complexes (Chateaufort, 2010).

On distingue principalement quatre types de méthodes numériques (Goncalves, 2010) :

Méthode des différences finies (MDF)

Cette méthode consiste à approximer les dérivées des équations de la physique au moyen de développements de Taylor. Les dérivées partielles sont remplacées par des différences divisées ou des combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en un nombre fini de points discrets, les nœuds du maillage.

Ses principaux avantages sont d'être d'une grande simplicité d'écriture et de ne présenter qu'un faible coût de calcul. Elle est particulièrement adaptée pour la modélisation de situations dynamiques. La méthode est cependant moins adaptée pour des situations statiques ; elle est généralement limitée à des géométries simples et présente des difficultés à prendre en compte certains types de conditions aux limites.

Le logiciel FLAC est basé sur cette méthode.

Méthode des volumes finis (MVF)

Le principe de la méthode est d'intégrer, sur des volumes élémentaires de forme simple, les équations écrites sous forme intégrale. C'est une méthode particulièrement bien adaptée à la discrétisation spatiale des lois de conservation, contrairement aux éléments finis, et est ainsi très utilisée en mécanique des fluides.

Sa mise en œuvre est simple si les volumes élémentaires sont des rectangles en 2D ou des parallélépipèdes en 3D. Cependant la méthode permet d'utiliser des volumes de forme quelconque et donc de traiter des géométries complexes, contrairement aux différences finies. Elle permet également de gérer plus naturellement les conditions aux limites.

L'inconvénient est qu'il n'existe que peu de résultats théoriques de convergence.

Les logiciels suivants sont basés sur cette méthode : CFX, elsA, FineTurbo, Fluent, StarCD,...

Méthode des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis consiste à approcher, dans un sous-espace de dimension finie, un problème écrit sous forme variationnelle dans un espace de dimension infinie. Cette forme variationnelle est équivalente à une forme de minimisation de l'énergie en général (principe des travaux virtuels). La solution approchée est dans ce cas une fonction déterminée par un nombre fini de paramètres, comme par exemple ses valeurs en certains points ou nœuds du maillage.

Les avantages principaux de cette méthode est qu'elle est bien adaptée pour des situations statiques et qu'elle permet, au contraire de la méthode des différences finies, de traiter des géométries complexes. De plus, de nombreux résultats théoriques existent sur la convergence. Elle présente cependant une certaine complexité de mise en œuvre et un coût de calcul plus important que celui de la MDF, mais qui reste acceptable suivant le problème avec les ordinateurs modernes.

Les logiciels suivants sont basés sur cette méthode : Abaqus, ANSYS, Code Aster, CADD5, Cast3M,... D'autres logiciels utilisant cette méthode sont dédiés spécifiquement aux problèmes de géotechnique : DIANA, Geostudio, PLAXIS, Terrasol,...

Méthode des éléments discrets (MED) (Roux et Chevoir, 2005)

Les simulations numériques discrètes de milieux granulaires ont été initialement développées pour les évolutions quasi-statiques d'empilements granulaires denses. Elles ont ensuite été appliquées à des situations dynamiques. On distingue les méthodes dynamiques (dans lesquelles inertie et mécanismes de dissipation interviennent), des méthodes statiques (recherche d'une succession d'états d'équilibre).

Les méthodes dynamiques permettent de modéliser le mouvement particulaire de molécules ou de grains déformables, en détectant les grains en contact, puis en calculant les forces de contact binaires et enfin en intégrant les relations fondamentales de la dynamique pour tous les grains de façon à modifier leur vitesse et leur position. Elles peuvent aussi servir à modéliser le contact entre corps rigides. Le mouvement des grains n'est plus défini par une équation différentielle ordinaire, mais se présente comme une séquence de collisions entre lesquelles les vitesses restent constantes.

Les méthodes statiques font appel à la résolution de systèmes linéaires plutôt qu'à l'intégration d'équations différentielles, et s'apparentent au calcul aux éléments finis. Elles sont plus complexes à mettre en œuvre et moins générales que les méthodes dynamiques, puisqu'elles ne fonctionnent plus lorsque le réseau de contacts se réarrange brusquement. Elles présentent cependant comme avantages de comporter moins de paramètres et de permettre l'étude précise de la stabilité de configurations d'équilibre.

Les logiciels suivants sont basés sur cette méthode : EDEM, Rocky DEM, YADE,...

Parmi ces méthodes numériques, la MVF et la MED ne sont pas adaptées au problème à traiter relatif à la stabilité des pentes car il s'agit d'étudier l'équilibre d'un milieu continu et non l'écoulement d'un fluide (MVF) ou les interactions entre blocs (MED).

La MDF et la MEF peuvent toutes deux être utilisées dans notre cas, cependant la MEF est utilisée dans la suite de ce travail pour des raisons pratiques : disponibilité d'un code ouvert (Cast3M) permettant l'intégration de considérations probabilistes et le développement de procédures personnalisées.

1.3.5.3 Calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis

Généralités

La méthode des éléments finis développée depuis quelques dizaines d'années (Zienkiewicz, 1977) apporte une approche alternative aux méthodes à l'équilibre-limite présentées précédemment. Cette méthode, utilisée dans des domaines très différents, nécessite d'assimiler un massif de sol à un milieu continu. L'avantage premier est qu'elle permet de modéliser de façon plus réaliste le comportement complexe des géomatériaux. Différentes méthodes existent pour calculer le facteur de sécurité d'une pente grâce à la méthode des éléments finis (Xu et Low, 2006) :

- la méthode à l'équilibre limite améliorée, qui a déjà été évoquée au chapitre précédent, et qui consiste à calculer les contraintes au sein du remblai avant d'utiliser les méthodes des tranches ;
- l'approche dite d'augmentation de la gravité, qui consiste à augmenter artificiellement l'intensité de la gravité jusqu'à ce que le mécanisme de rupture se développe. Le facteur d'incrément de la gravité peut être assimilé au facteur de sécurité. Cependant, cette technique est relativement peu efficace pour les pentes constituées de matériaux purement granulaires car sa résistance est principalement frictionnelle et est peu influencée par le poids propre ;
- la méthode dite de réduction des paramètres dont le principe est d'affaiblir progressivement les paramètres du sol jusqu'à la rupture. Cette méthode est la plus employée dans la littérature, et est présentée plus en détails dans le paragraphe suivant.

Méthode de réduction des paramètres

La méthode de réduction des paramètres a été tout d'abord évoquée par Zienkiewicz et al. (1975). Elle consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement d'un sol ayant un comportement élasto-plastique (ou viscoplastique) jusqu'à l'apparition de la rupture. La réduction est faite sur les deux paramètres influençant la résistance au cisaillement : la tangente de l'angle de frottement effectif φ' et la cohésion effective c' dans le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres réduits φ'_{red} et c'_{red} s'expriment par les relations :

$$c'_{red} = c'/F; \quad \varphi'_{red} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\varphi')}{F} \right) \quad \text{Eq. I. 14}$$

A la rupture, le facteur de réduction F va être assimilé au facteur de sécurité de la pente étudiée. En effet, si on considère par exemple que la résistance au cisaillement est décrite par le critère de Mohr-Coulomb, on aura à la rupture (l'indice f signifiant *failure*) :

$$\tau'_{max} = \frac{c'}{F_f} + \sigma_{n,max} \frac{\tan(\varphi')}{F_f} = c'_f + \sigma_{n,max} \tan(\varphi'_f) \quad \text{Eq. I. 15}$$

Cette définition du facteur de sécurité est identique à celle décrite précédemment pour les méthodes à l'équilibre-limite (Duncan, 1996; Xu et Low, 2006). De nombreuses études ont d'ailleurs montré que les facteurs de sécurité obtenus par les deux méthodes sont généralement très proches en ce qui concerne des cas considérant des géométries simples (Griffiths et Lane, 1999; Cala, 2004; Cheng, 2007). Cependant, pour des cas plus complexes géologiquement ou géométriquement, des

différences entre les facteurs de sécurité calculés par les deux méthodes peuvent être rencontrés (Cala, 2004).

Griffiths et Lane (1999) précisent que le modèle du sol dépend généralement de six paramètres : les deux paramètres de cisaillement φ' et c' , les paramètres d'élasticité E' et ν' , le poids volumique γ et l'angle de dilatance ψ . Cette dernière est prise égale à l'angle de frottement si on considère que la règle d'écoulement plastique est associée. Dans le cas contraire, sa valeur importe peu car le mécanisme de glissement n'est pas confiné et le changement de volume dans le matériau est secondaire. Finalement, les paramètres les plus importants dans une analyse de stabilité de pente par la méthode des éléments finis sont les mêmes que pour les méthodes classiques : φ' , c' , et γ . Les trois autres paramètres permettent de modéliser le comportement du sol en termes de déformations mais n'ont que très peu d'influence sur la résistance au cisaillement et donc sur le facteur de sécurité (Griffiths et Lane, 1999).

Dans un modèle aux éléments finis, l'application de la méthode de réduction des paramètres se fait grâce à un processus itératif comportant les étapes suivantes (Figure I. 11) (Masekanya, 2008) :

1. Calcul d'un état initial de contraintes effectives par application des charges hydrauliques et mécaniques ;
2. Réduction d'un facteur F des paramètres de résistance au cisaillement et recherche d'un nouvel état d'équilibre en contraintes/déformations ;
3. Itération de la deuxième étape jusqu'à l'apparition de la rupture. Le facteur de sécurité est alors égal au coefficient de réduction.

L'utilisation de la méthode de réduction des paramètres dans une modélisation nécessite de définir numériquement la rupture, ce qui n'est pas toujours simple. Bien que d'autres définitions de la rupture existent, il est généralement considéré qu'elle s'est produite lorsque la convergence du calcul ne s'obtient plus dans un nombre d'itérations prédéfini (Griffiths et Lane, 1999).

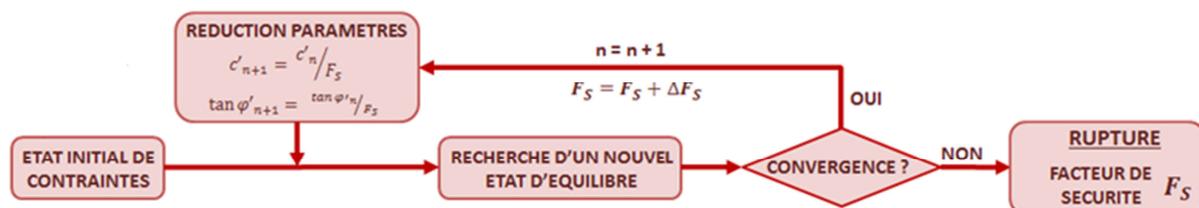


Figure I. 11 Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres

La non convergence, assimilée à la rupture par cisaillement de la pente, s'accompagne d'une accélération brutale des déplacements nodaux lorsque le facteur de réduction est proche de sa valeur critique (cf. Figure I. 12). Griffiths et Lane (1999) proposent de tracer le déplacement adimensionnel $E' \delta_{max} / \gamma H^2$ pour identifier le facteur de sécurité, où δ_{max} , E' , γ et H sont respectivement le déplacement nodal maximal au dernier pas convergé, le module d'Young, le poids volumique et la hauteur du barrage.

La méthode de réduction des paramètres est de plus en plus employée dans le milieu de la recherche ou de l'ingénierie (Matsui, 1992; Griffiths, 2000; Cala, 2004; Xu et Low, 2006; Diederichs, 2007) et est de plus en plus implémentée directement dans des logiciels commerciaux dédiés à la géotechnique (Cheng, 2007).

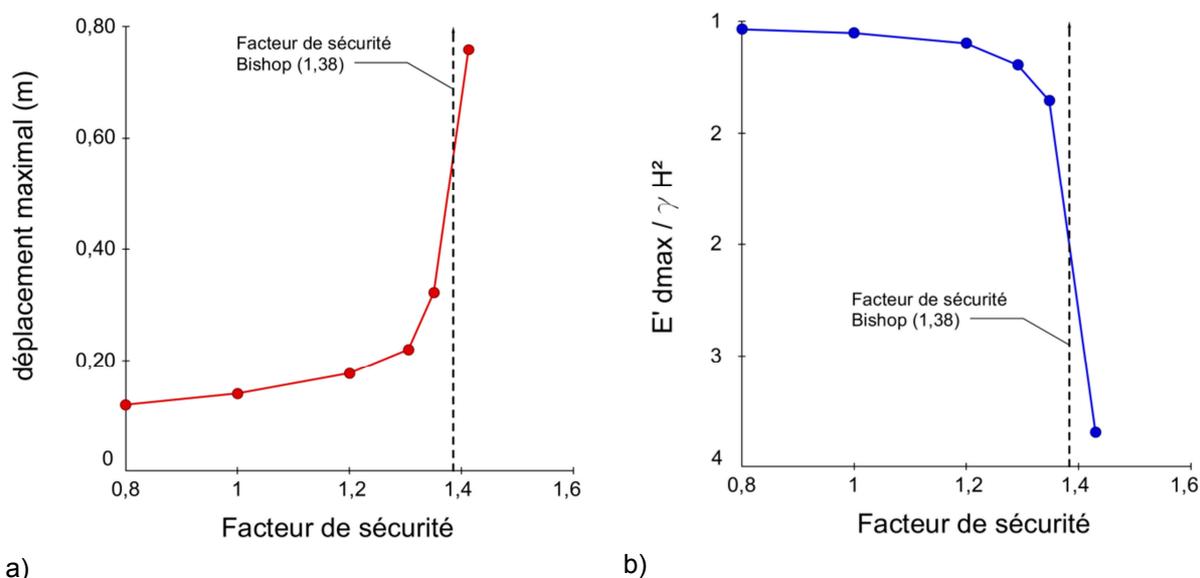


Figure 1.12 Augmentation des déplacements (a) et du déplacement adimensionnel de Griffiths (b) à l'approche de la rupture, d'après (Griffiths et Lane, 1999)

L'inconvénient principal de la méthode est qu'elle nécessite un temps de calcul relativement plus important que les méthodes de calcul classiques du facteur de sécurité. Cependant, avec l'évolution des capacités de calcul des ordinateurs, cette technique devient abordable en terme de coût de calcul, et est présentée comme une alternative intéressante aux méthodes à l'équilibre-limite (Griffiths et Lane, 1999; Cheng, 2007).

Elle présente certains avantages par rapport aux méthodes classiques d'évaluation du facteur de sécurité des pentes (Griffiths et Lane, 1999; Xu et Low, 2006; Cheng, 2007) :

- la méthode ne nécessite pas de formuler d'hypothèses sur la forme ou la localisation de la surface de rupture : celle-ci découle du calcul et peut être visualisée grâce notamment aux déformations de cisaillement ;
- aucun découpage en tranches du massif glissant n'est à proposer ce qui permet de s'affranchir des hypothèses sur les efforts entre tranches qui causent des difficultés dans les méthodes à l'équilibre-limite ;
- la méthode des éléments finis permet de prendre en compte un comportement plus réaliste du géomatériau et permet de donner des informations sur les contraintes, les déplacements, et les pressions interstitielles ;
- la méthode est applicable à des contextes simples comme complexes à la condition que l'on dispose des informations nécessaires sur la géométrie du site et sur les propriétés des sols.

Le calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis, par l'intermédiaire notamment de la méthode de réduction de paramètres, est généralement réalisé en deux dimensions. Cela est généralement suffisant dans un contexte opérationnel et il est souvent admis qu'une analyse bidimensionnelle est conservatrice et donne un facteur de sécurité légèrement inférieur à celui d'une analyse en trois dimensions (Hung, 1987), ce qui rend les praticiens réticents au développement de modèles 3D plus complexes et coûteux en calculs (Griffiths et Marquez, 2007). Pour d'autres auteurs, cette supposition ne serait valable uniquement que dans certains cas en fonction de la géométrie ou des propriétés des sols (Auvinet et Gonzalez, 2000; Griffiths et al., 2009; Wei et al., 2009).

I.3.6 SYNTHÈSE SUR LA JUSTIFICATION DE L'ÉTAT-LIMITE DE GLISSEMENT

Nous avons vu dans ce chapitre que la justification de l'état-limite de glissement pour les ouvrages hydrauliques en remblai peut s'avérer plus ou moins complexe et qu'elle nécessite la formulation de plusieurs hypothèses concernant :

- la situation de projet que l'on souhaite étudier ;
- les actions hydrauliques et mécaniques auxquelles l'ouvrage est soumis ;
- la définition d'un modèle géotechnique qui va impliquer la prise en compte de paramètres du sol et le choix d'un type de comportement en fonction du matériau et de la situation considérée ;
- la définition d'un modèle hydraulique qui va avoir une importance fondamentale sur le mécanisme de glissement. Ce modèle implique de faire un choix sur le type de comportement (saturation totale ou non) concernant le sol étudié. Le modèle a pour but d'estimer les pressions interstitielles au sein de l'ouvrage, qui sont une donnée d'entrée importante dans le calcul du facteur de sécurité du barrage ;
- le choix d'une méthode de calcul du facteur de sécurité entre les démarches traditionnelles utilisant les méthodes des tranches ou les démarches modernes utilisant des méthodes numériques plus lourdes.

Compte tenu de notre analyse bibliographique, nous adoptons la démarche et les choix suivants qui apparaissent bien adaptés à une modélisation précise du comportement hydraulique et mécanique des barrages en remblai et de la variabilité des propriétés des matériaux :

- **La situation normale d'exploitation sera considérée. C'est en effet la situation la plus simple et surtout la plus représentative de la vie de l'ouvrage.**
- **Les actions principales auxquelles l'ouvrage est soumis en situation normale d'exploitation sont le poids propre des matériaux, la pression hydrostatique appliquée par l'eau de la retenue, et les pressions interstitielles au sein du remblai.**
- **Le comportement élasto-plastique du sol sera modélisé par une loi de comportement appropriée. On considérera une loi non associée avec un angle de dilatance différent de l'angle de frottement.**
- **Le comportement non saturé du sol sera pris en compte pour plus de réalisme, en particulier pour la recharge aval qui est sujette au glissement. La succion matricielle cause en effet un apport de cohésion non négligeable dans l'étude de stabilité.**
- **La méthode aux éléments finis sera utilisée pour la modélisation de l'ouvrage, et le facteur de sécurité sera calculé par la technique de réduction de paramètres car cette approche présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes à l'équilibre-limite (calcul de l'écoulement, prise en compte des déformations, pas d'hypothèses sur le cercle de glissement préférentiel,...), ainsi que par rapport à d'autres méthodes numériques (flexibilité, coût de calcul acceptable, prise en compte de cas complexes,...). La particularité des éléments finis est surtout que la souplesse de la méthode permet, en plus des avantages déjà listés, d'intégrer une modélisation de la variabilité spatiale des matériaux.**

I.4 LES METHODES DE FIABILITE ET LEUR APPLICATION AUX BARRAGES EN REMBLAI

Nous avons abordé dans les chapitres précédents le contexte des barrages en remblai, leur technologie et modes de construction, ainsi que les méthodes de justification de l'état-limite de glissement.

Dans ce chapitre, nous abordons les aspects propres aux méthodes probabilistes pour l'analyse de la variabilité des matériaux et la fiabilité d'un barrage en remblai au glissement que nous souhaitons réaliser dans ce travail de recherche.

Dans un premier temps, les différents types d'incertitudes liées à la variabilité des géomatériaux et les méthodes pouvant être utilisées pour les modéliser sont décrits. Ensuite, les méthodes de fiabilité permettant d'intégrer ces incertitudes dans l'analyse probabiliste d'un état-limite sont brièvement présentées. Enfin, nous faisons une revue bibliographique des différentes études relatives à l'analyse de la fiabilité des barrages en remblai.

I.4.1 LES METHODES POUR MODELISER LA VARIABILITE DES GEOMATERIAUX

I.4.1.1 Types de variabilité des sols et incertitudes associées

Les milieux comme les sols et les roches sont des milieux naturels, donc intrinsèquement non homogènes. Ce sont des systèmes désordonnés dans l'espace et/ou le temps dont l'hétérogénéité est liée à l'histoire de la formation du massif, et à la nature du matériau (Favre, 2004). Le degré d'hétérogénéité d'un sol peut être très variable selon le type de terrain rencontré. Néanmoins, même un terrain formé par l'homme, comme dans notre cas pour les barrages en remblai, ne peut être parfaitement mis en place et possède une part d'incertitude quant à sa réalisation.

Trois types d'incertitudes relatives à l'étude des propriétés des sols peuvent être relevés (cf. Figure I. 13) (Phoon et Kulhawy, 1999a; Favre, 2004) :

- **incertitude de mesure** : c'est celle provenant de la connaissance des propriétés des sols, qui est liée aux erreurs de mesure et à l'instant où elle est faite. Elle dépend notamment de l'équipement et des manipulations par l'opérateur ;
- **incertitude de transformation** : il s'agit de celle liée à la modélisation des propriétés des sols. Elle est introduite lorsque des mesures faites in situ ou en laboratoire sont transformées en paramètres d'intérêt par le biais de corrélations ou de relations empiriques ;
- **variabilité intrinsèque** : elle provient de la variabilité naturelle du matériau, qui est causée par des processus géologiques naturels qui modifient continuellement les massifs de sol, ou bien par les processus anthropiques de construction des remblais.

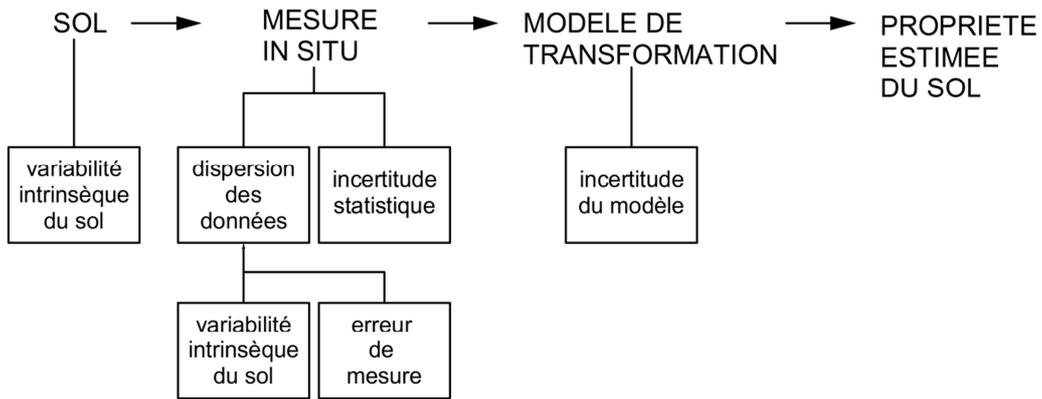


Figure I. 13 Sources d'incertitudes dans l'estimation d'un paramètre géotechnique, d'après (Phoon et Kulhawy, 1999a)

On distingue ici deux types de variabilité naturelle : la variabilité spatiale et la variabilité temporelle du matériau.

Variabilité spatiale

La variabilité spatiale représente la part principale de la variabilité naturelle d'un massif de sol. Les sols sont des milieux complexes formés à l'état naturel par la combinaison de plusieurs procédés géologiques, environnementaux et physico-chimiques (Phoon et Kulhawy, 1999a). Ce mode de formation est à l'origine d'hétérogénéités spatiales horizontales et verticales. Il s'agit d'un problème intrinsèquement tridimensionnel mais qui peut être considéré suivant une, deux ou trois dimensions en fonction du phénomène étudié.

Si on néglige les modifications dans le temps, la propriété in situ d'un sol $\xi_m(z)$ peut être exprimée par la somme de différentes composantes (cf. Figure I. 14) : une moyenne déterministe variant selon une loi donnée $t(z)$, une fluctuation aléatoire par rapport à la moyenne $w(z)$, et une erreur de mesure $e(z)$:

$$\xi_m(z) = t(z) + w(z) + e(z)$$

Eq. I. 16

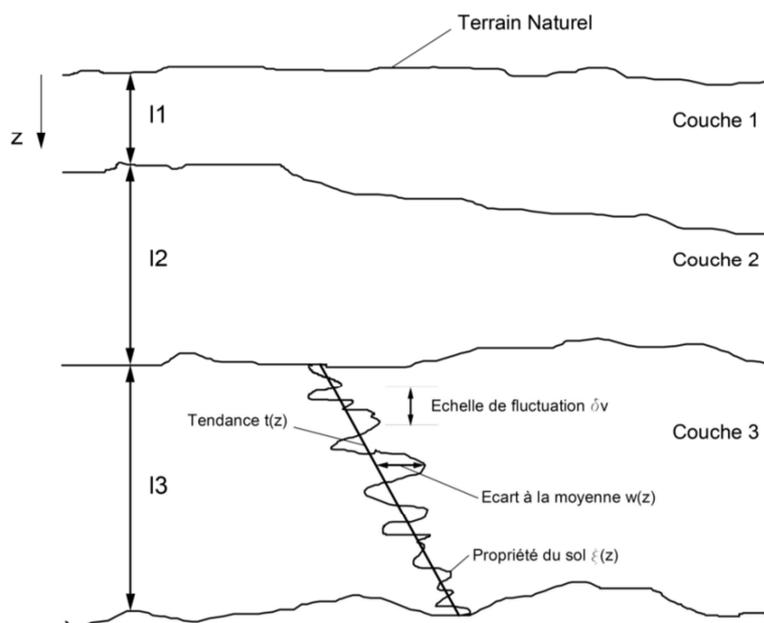


Figure I. 14 Variabilité naturelle des sols selon la profondeur, d'après (Phoon et Kulhawy, 1999a)

L'échelle de fluctuation est un terme décrivant la variation spatiale de la propriété par rapport à la tendance moyenne (Jones et al., 2002). Un paramètre avec une petite échelle de fluctuation a une variation très locale et change de valeur très rapidement, alors qu'une échelle de fluctuation longue caractérise une variation selon de grandes distances.

La non homogénéité des massifs de sol est évidemment présente à l'état naturel, mais elle se retrouve également dans les ouvrages en remblai construits par l'homme. Bien que les matériaux constituant un remblai soient remaniés et que des contrôles soient effectués durant les travaux, la méthode de construction par couches ne permet pas d'éviter qu'une variabilité existe au sein du remblai. Les mesures de contrôles permettent d'obtenir des informations sur les caractéristiques des matériaux, et la statistique et la géostatistique offrent des méthodes d'analyse intéressantes pour évaluer l'homogénéité des matériaux des emprunts et du corps du barrage (Favre et Bekkouche, 1990).

Variabilité temporelle

La variabilité temporelle d'un sol est l'évolution de ses caractéristiques intrinsèques au cours du temps. Celles-ci peuvent varier à cause de différents phénomènes (consolidation, fissuration, séisme,...).

En ce qui concerne les ouvrages en remblai, cette évolution peut également se rencontrer durant le cycle de vie de l'ouvrage. Les propriétés des matériaux constituant le remblai et sa fondation sont essentiellement étudiées à l'état initial avant construction et lors de la phase de construction de l'ouvrage.

Même si ce type particulier d'ouvrages possède généralement un suivi grâce à un système d'auscultation, celui-ci renseigne sur le comportement global de l'ouvrage et non sur l'évolution directe des propriétés des matériaux (Carvajal, 2009). D'un point de vue mécanique, seules des mesures de déplacements sont possibles une fois l'ouvrage en service, ne permettant pas d'obtenir des valeurs de résistances au cisaillement. De la même manière, les débits mesurés en pied aval et l'observation de la piézométrie sont des données importantes dans l'évaluation de la sécurité et du bon comportement d'un ouvrage hydraulique, mais elles ne donnent qu'une information qualitative et indirecte sur l'évolution de la perméabilité au sein de l'ouvrage.

On constate de plus dans la littérature que l'étude de la variabilité temporelle des propriétés géotechniques est négligée par la plupart des auteurs, probablement à cause du manque de données.

Les seuls cas d'études de stabilité de barrage en remblai incluant une considération de l'évolution temporelle sont relatifs aux écoulements à travers le remblai, mais sur une durée limitée associée à une phase spécifique de la vie de l'ouvrage comme la mise en eau ou la vidange rapide (Huang et Jia, 2009). Toutefois, même ce genre d'étude ne concerne pas directement l'évolution des propriétés des sols, mais plutôt celle d'un champ (comme les pressions interstitielles) lié indirectement à ces propriétés.

Dans l'évaluation de la stabilité d'un ouvrage en remblai, l'évolution temporelle des propriétés des matériaux peut difficilement être prise en compte à cause du manque de données mesurables sur une longue période. Cette variabilité temporelle des propriétés géotechniques ne sera pas considérée par la suite. Ainsi, nous focaliserons notre travail de recherche sur l'étude de la variabilité spatiale des matériaux.

1.4.1.2 Analyse géostatistique

La géostatistique est une science relativement récente puisqu'elle est apparue dans les années 1960. Dédiée premièrement aux problèmes d'estimation minière, elle se fonde sur la notion des variables régionalisées servant à représenter le caractère continu et aléatoire de certaines variables rencontrées dans la nature (Gaouar, 1993).

La géostatistique apporte des outils nécessaires pour caractériser fidèlement la variabilité spatiale d'un sol. Elle permet de prendre en compte le fait que deux valeurs d'un paramètre géotechnique $z(x)$ proches dans l'espace vont être de plus en plus similaires à mesure que la distance entre les deux valeurs se réduit.

L'hypothèse de stationnarité du second ordre des données est nécessaire. Elle permet de considérer les valeurs de $z(x)$ mesurées en des points différents comme autant de réalisations d'une même fonction aléatoire $Z(x)$ (Emery, 2001). Cela signifie que la moyenne et la variance sont constantes et indépendantes de l'espace.

La géostatistique considère une hypothèse moins restrictive que celle de stationnarité stricte : seuls les accroissements de $Z(x)$ sont supposés d'ordre deux. Cette hypothèse définit une fonction de structure $\gamma(h)$, appelée variogramme, qui est un des outils principaux de la géostatistique. Le variogramme est défini mathématiquement comme la demi-variance entre l'écart des valeurs prises par deux points espacés d'une distance h :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2}Var[Z(x) - Z(x+h)] = \frac{1}{2}E[(Z(x) - Z(x+h))^2] \tag{Eq. I. 17}$$

où Var et E représentent respectivement la variance et l'espérance, et x correspond aux coordonnées.

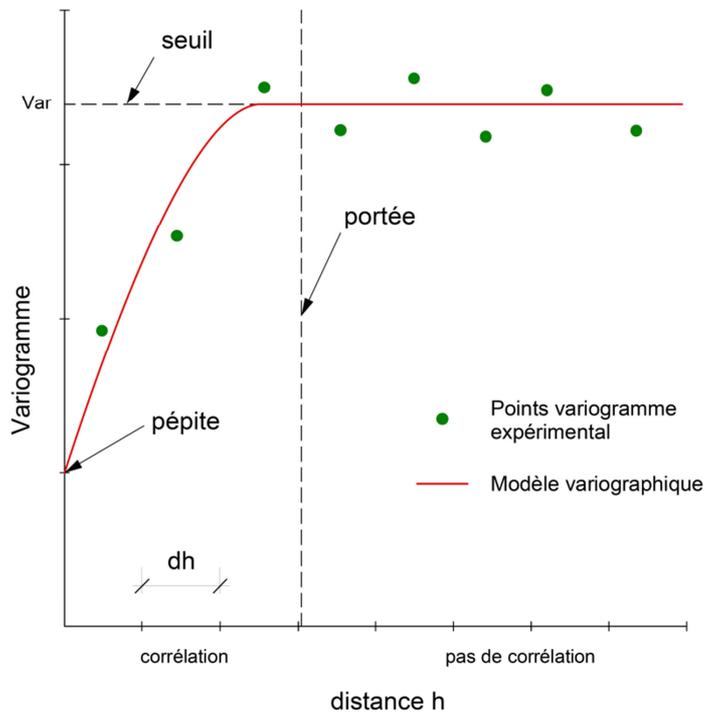


Figure I. 15 Exemple de variogramme

On définit plusieurs caractéristiques propres au variogramme (cf. Figure I. 15) :

- l'effet de pépite : c'est la valeur que prend le variogramme lorsque la distance h tend vers 0. Il s'agit d'une discontinuité car par définition $\gamma(h = 0) = 0$;
- le seuil : il s'agit de la valeur limite atteinte par le variogramme. Elle est théoriquement égale à la variance de l'échantillon de mesures ;
- la portée : c'est la distance pour laquelle le variogramme atteint le seuil. A partir de cette distance, il n'y a plus de dépendance spatiale entre les mesures.

Pratiquement, on utilise plutôt un estimateur du variogramme théorique, souvent appelé variogramme expérimental, défini par l'expression suivante :

$$\gamma^*(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [Z(x_i + h) - Z(x_i)]^2 \quad \text{Eq. I. 18}$$

où $N(h)$ est le nombre de paires de la variable $Z(x)$ séparée de la distance h .

Le variogramme expérimental se construit par étapes à partir d'un échantillon de mesures localisées dans l'espace (Carvajal, 2009) :

- regroupement des paires de sites (x_i, x_j) éloignées d'une distance h ;
- calcul des écarts $\frac{1}{2} [Z(x_i) - Z(x_j)]^2$ par classe de distance ;
- synthèse de ces écarts selon une valeur moyenne calculée par classe de distance.

Dans la plupart des cas, les données ne sont pas régulièrement espacées. Les paires sont donc classées selon des intervalles de distances de longueur dh (cf. Figure I. 15). C'est au géostatisticien de déterminer quelle valeur d'intervalle dh représente le mieux la variation de son échantillon.

Un modèle mathématique est ensuite ajusté sur le variogramme expérimental obtenu. Ce modèle variographique permet de rendre compte de la structuration spatiale des données disponibles à l'échelle de l'étude. Le Tableau I. 7 liste les modèles variographiques les plus courants.

Tableau I. 7 Modèles variographiques classiques

Modèles	Expression
Pépite pure	$\begin{cases} \gamma(h) = C \text{ si } h > 0 \\ \gamma(h) = 0 \text{ si } h = 0 \end{cases}$
Gaussien	$\gamma(h) = C \left[1 - e^{-\left(\frac{\delta h}{a}\right)^2} \right]$ <p>avec $\delta = 1,731$</p>
Sphérique	$\begin{cases} \gamma(h) = C \left[\frac{3h}{2a} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{a}\right)^3 \right] \text{ si } h < a \\ \gamma(h) = C \text{ si } h \geq a \end{cases}$
Exponentiel	$\gamma(h) = C \left[1 - e^{-\left(\frac{\delta h}{a}\right)} \right]$ <p>avec $\delta = 2,996$</p>

1.4.1.3 Modélisation de la variabilité spatiale par champ aléatoire

La variabilité spatiale des propriétés des sols peut être modélisée efficacement grâce à des champs aléatoires. Ce paragraphe propose de définir les notions nécessaires à la compréhension de ce que sont les champs aléatoires. La théorie mathématique complète est largement développée dans (Vanmarcke, 1983) par exemple.

Le terme « champ aléatoire » peut être associé à celui de « processus stochastique ». Le premier est souvent plus employé car le mot « champ » renvoie à l'idée de définition dans l'espace alors que le second est privilégié lorsque le phénomène aléatoire étudié est temporel. Un champ aléatoire $H(x, \theta)$ peut être vu comme étant une collection de variables aléatoires de réalisation θ indexées par une variable d'espace x . Pour un x_0 donné, $H(x_0, \theta)$ est une variable aléatoire, alors que pour un résultat θ_0 traduisant l'aléa, $H(x, \theta_0)$ est une réalisation du champ (Sudret et Der Kiureghian, 2000).

Un champ aléatoire peut être continu ou discret suivant que les variables aléatoires sont continues ou discrètes.

Un champ aléatoire est dit gaussien si toute combinaison linéaire des variables aléatoires $H(x_i)$ est également gaussienne. Les champs gaussiens sont les plus couramment utilisés car ils sont complètement définis par leur moyenne $\mu(x)$, leur variance $\sigma^2(x)$ et leur fonction d'autocorrélation $\rho(x, x')$. De plus, ils sont considérés comme homogènes (stationnaires) si la moyenne et la variance sont constantes sur tout l'espace sur lequel le champ est défini, et que la fonction d'autocorrélation ρ ne dépend que de la distance entre deux points $x - x'$ (Sudret et Der Kiureghian, 2000). Dans ce cas la fonction d'autocorrélation et le variogramme se déduisent l'un de l'autre. Dans le cas des champs non gaussiens, des méthodes de transformation existent afin de se ramener au cas gaussien.

La longueur de corrélation est un paramètre caractéristique de la fonction d'autocorrélation. Elle correspond à la portée d'un variogramme. Ainsi, un champ gaussien homogène peut être défini grâce à une étude statistique d'un échantillon, couplée à une étude géostatistique.

La technique dite de krigeage permet de générer des réalisations d'un champ aléatoire conditionnés par les valeurs de la variable régionalisée mesurées en différents points. Il s'agit de rechercher, parmi les estimateurs formés par les combinaisons linéaires pondérées des données, celui qui présente les « meilleures » propriétés (absence de biais et variance d'erreur minimale) (Emery, 2001).

Les champs aléatoires sont très souvent utilisés dans des analyses mettant en œuvre des méthodes de résolution numériques telles que les différences finis ou les éléments finis (Vanmarcke et al., 1986; Sudret et Der Kiureghian, 2000). Lorsque les données d'entrée sont aléatoires, la méthode des éléments finis (MEF) est appelée « méthode des éléments finis stochastiques » (MEFS). Elle permet de déterminer la réponse aléatoire d'un système à partir de données d'entrées variables (Vanmarcke, 1986).

A cause de la nature discrète des méthodes de résolution numériques, il est nécessaire de travailler en utilisant des champs aléatoires discrétisés. Différentes méthodes et approches peuvent être utilisées pour générer des champs aléatoires discrets ou pour discrétiser un champ continu. On peut citer les méthodes du point milieu (Midpoint Method) ou celles de l'Expansion de Karhunen-Loève (KL) et l'Expansion en Séries Orthogonales (OSE). Ces méthodes ne sont pas explicitées ici, mais ont été décrites par exemple par Sudret et Der Kiureghian (2000).

I.4.2 LES METHODES D'ANALYSE DE FIABILITE

Yoon (1995) définit la fiabilité qu'un équipement comme étant la probabilité qu'il fonctionne sans défaillance pendant une certaine durée et dans des conditions opérationnelles spécifiées. L'analyse de la fiabilité permet de prendre en compte dans un contexte probabiliste les incertitudes liées aux données dans les calculs de justification de la stabilité des structures de génie civil comme les barrages (Carvajal, 2009).

Depuis les années 1970, les codes de calcul basés sur les méthodes de fiabilité se sont beaucoup développés, mais ce développement a été plus lent dans la communauté de la géotechnique à cause de la difficulté de prise en compte de la variabilité spatiale des sols (Phoon et Kulhawy, 1999b). Le développement de la méthode des éléments finis stochastiques a offert cette possibilité, et les études relatives à la fiabilité des structures géotechniques sont en plein essor.

Différents niveaux d'approche existent en ce qui concerne l'évaluation de la sécurité. Yoon (1995) et Favre (2004) les rappellent : les niveaux 0 et I correspondent respectivement aux méthodes déterministes, dont le coefficient de sécurité global comprend la totalité des incertitudes, et aux méthodes semi-probabilistes, qui intègrent les incertitudes sous forme de coefficients partiels. Les niveaux II et III sont ceux qui nous intéressent dans la mesure où ils forment la sécurité en termes de probabilité, sous forme simplifiée ou approximée pour le niveau II, et de manière plus complète pour le niveau III.

L'objet de ce chapitre n'est pas de décrire l'ensemble des notions relatives aux méthodes de fiabilité – auxquelles des ouvrages entiers sont consacrés (Lemaire, 2005) par exemple – mais de présenter brièvement quelques concepts et quelques méthodes qui seront utilisés dans la suite de ce travail.

I.4.2.1 Contexte d'application

L'évaluation de la fiabilité d'une structure passe tout d'abord par l'analyse de ses différents modes de défaillance afin d'en identifier les causes, les paramètres qui en dépendent et les incertitudes qui leurs sont associées. Elle passe également par le choix d'un état-limite qui est généralement associé à un modèle physique.

Ce modèle physique permet de définir une fonction de performance $G(\{X\})$, avec $\{X\}$ représentant un vecteur aléatoire à n variables. Dans le cas d'un état-limite simplifié où l'on considère qu'il y a défaillance lorsque l'ensemble des sollicitations S auxquelles la structure est soumise est supérieure à la résistance R qu'elle peut fournir, la fonction de performance $G(\{X\})$ s'écrit :

$$G(\{X\}) = R - S \quad \text{Eq. I. 19}$$

Trois cas sont alors possibles :

- $G(\{X\}) = R - S = 0$: on se situe sur une courbe appelée surface d'état-limite délimitant les domaines de sûreté et de défaillance ;
- $G(\{X\}) = R - S > 0$: domaine de sûreté ;
- $G(\{X\}) = R - S < 0$: domaine de défaillance.

La probabilité de défaillance P_f se calcule donc à partir de la fonction de performance :

$$P_f = Prob(G(\{X\}) < 0) \quad \text{Eq. I. 20}$$

Ce calcul revient au calcul d'une intégrale nécessitant de connaître la densité conjointe de probabilité des variables du vecteur aléatoire $\{X\}$. Une solution analytique n'est que rarement possible, comme dans le cas où $G(\{X\})$ est linéaire et le vecteur $\{X\}$ ne comporte que des variables gaussiennes (Lemaire, 2005).

Les variables aléatoires du vecteur $\{X\}$ sont plus ou moins corrélées et ne suivent pas toutes la même loi de probabilité. L'application des méthodes de fiabilité nécessite de les homogénéiser en les rapportant dans un espace normé réduit dit « standard » dans lequel les lois de probabilité sont toutes gaussiennes, normées et indépendantes. Dans cet espace standard, la fonction de performance $G(\{X\})$ est transformée en $H(\{U\})$. Cette homogénéisation se fait par l'intermédiaire de transformations isoprobabilistes que nous ne décrivons pas ici. On pourra se référer à la littérature adéquate (Lemaire, 2005).

Dans certains cas complexes, il n'existe pas non plus d'expression analytique de la fonction de performance $G(\{X\})$.

La probabilité de défaillance est alors évaluée suivant différentes méthodes :

- soit par intégration directe ou numérique ;
- soit par des méthodes d'approximation de la surface d'état-limite ;
- soit à partir de méthodes de simulation.

1.4.2.2 Méthode d'approximation

Les méthodes d'approximation sont des méthodes simplifiées dans lesquelles la fiabilité est définie par un indice de fiabilité β à partir d'une approximation de la surface d'état-limite réelle $G(\{X\}) = 0$ par une forme approchée.

Différentes définitions de l'indice de fiabilité β existent et deux sont le plus souvent utilisées dans la littérature : celle de Cornell β_c et celle d'Hasofer-Lind β_{HL} . L'indice de Cornell est défini comme étant le rapport entre l'espérance et l'écart-type de la fonction de performance. L'indice d'Hasofer-Lind est la distance entre l'origine de l'espace standard et le point de défaillance P^* (point de conception) le plus proche de l'origine (Yoon, 1995).

Méthode FORM

Le principe de la méthode FORM (First Order Reliability Method) est d'approcher la surface d'état-limite par un hyperplan. Il s'agit donc d'une linéarisation de l'état-limite dans l'espace standard grâce à un développement de Taylor autour du point P^* . Les étapes de la méthode sont les suivantes (Lemaire, 2005) :

- faire passer les variables de l'espace physique d'origine vers l'espace normé ;
- rechercher le point P^* (également appelé point de conception) à l'aide d'algorithmes spécifiques ;
- remplacer la surface d'état-limite par un hyperplan tangent à celle-ci au point de conception ;
- calculer l'estimation de la probabilité de défaillance par la relation : $\tilde{P}_{f_FORM} = \Phi(-\beta_{HL})$
où Φ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite.

La probabilité de défaillance donnée par la méthode FORM n'est exacte que dans le cas où la fonction de performance $G(\{X\})$ est linéaire. Elle peut également être très éloignée de la valeur réelle dans le cas où il existe plusieurs points de conception au lieu d'un seul.

Cependant, l'algorithme permettant d'identifier le point P^* converge vite de façon générale et la méthode permet de donner une approximation rapide en termes de temps de calcul de la probabilité de défaillance.

Méthode SORM

La méthode SORM (Second Order Reliability Method) comporte sensiblement les mêmes étapes que la méthode FORM à la différence près qu'elle ne propose plus d'approcher la surface d'état-limite par un hyperplan mais par une hypersurface d'ordre 2 (généralement un paraboloïde). La méthode réalise un développement de Taylor du second ordre au point de conception et utilise donc les courbures de la surface d'état-limite en ce point (Lemaire, 2005).

L'estimation de la probabilité de défaillance se fait grâce à la relation : $\tilde{P}_{f_FORM} = \Phi(-\beta_{HL})|J|^{1/2}$ où J est une quantité dépendante des dérivées premières et seconde de $H(\{X\})$ au point P^* .

La méthode SORM est avantageuse par rapport à la méthode FORM dans le sens où elle améliore l'approximation de la surface d'état-limite et donc l'estimation de la probabilité de défaillance. Cependant, elle demande un effort de calcul plus conséquent à cause de la nécessité de calculer les dérivées de la fonction de performance.

Le schéma de la Figure I. 16 illustre le passage de l'espace physique à l'espace standard, ainsi que les approximations de la fonction de performance faites par les méthodes FORM et SORM.

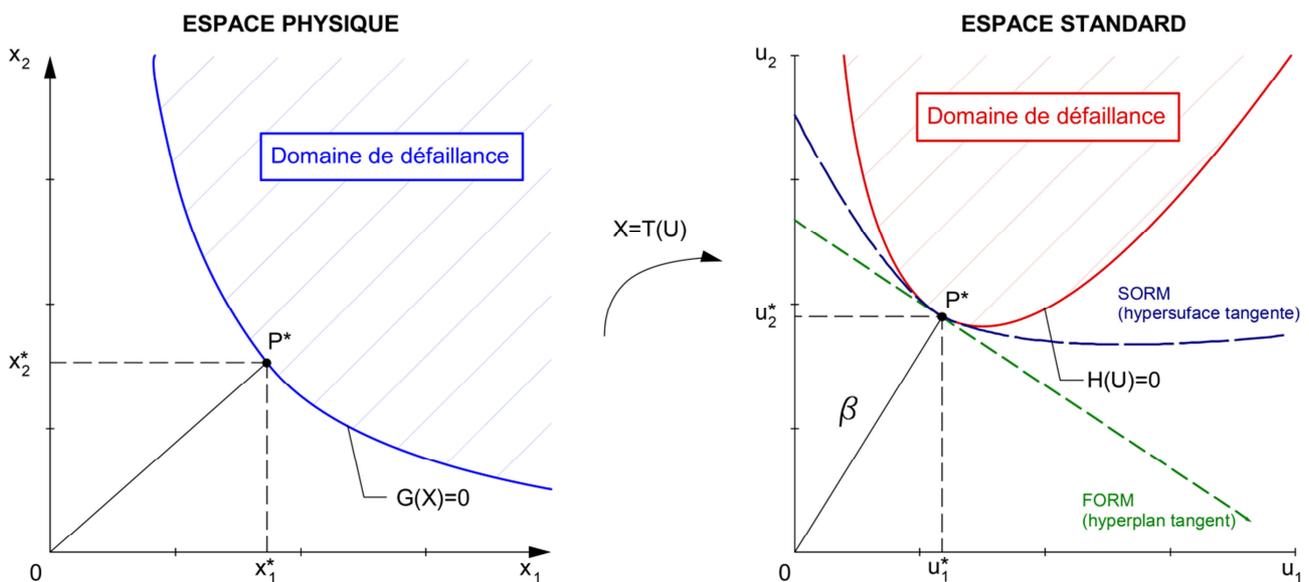


Figure I. 16 Illustration de méthodes d'approximation FORM et SORM

1.4.2.3 Méthode de simulations

Les méthodes par simulations permettent de calculer la probabilité de défaillance en utilisant une description statistique complète des variables et de leur distribution (Yoon, 1995). Elles se basent sur la théorie des grands nombres et consistent à effectuer un échantillonnage des variables de base, dans l'espace physique ou standard (Lemaire, 2005). La fonction d'état-limite est évaluée pour chacun des tirages afin d'observer si la configuration tirée se situe dans le domaine de sureté ou de défaillance. La probabilité de défaillance est estimée par comptage des cas où il y a défaillance.

Les méthodes de simulations numériques sont dépendantes de la qualité du générateur de nombres pseudo-aléatoires employé. Une description de ce type de générateur est faite dans (Lemaire, 2005).

La méthode la plus souvent utilisée dans la littérature reste celle des simulations de Monte-Carlo. Il s'agit d'une méthode d'intégration numérique plus économique qu'une intégration directe car seulement quelques points pris aléatoirement dans le domaine d'intégration sont considérés.

Simulations de Monte-Carlo classiques

Soit un échantillon $\{x_1, x_2, \dots, x_N\}$ de N tirages indépendants du vecteur aléatoire $\{X\}$, la probabilité de défaillance \tilde{P}_{f_MCC} estimée par la méthode de Monte-Carlo classique (MCC) s'exprime par la relation :

$$\tilde{P}_{f_MCC} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N I_{Df}^{(j)} \tag{Eq. I. 21}$$

où $I_{Df}^{(j)}$ représente un indicateur de défaillance égal à 1 si le tirage x_j effectué se situe dans le domaine de défaillance ou à sa limite $G(\{X\}) \leq 0$, et égal à 0 dans le cas contraire.

Par la loi des grands nombres, cette estimation de la probabilité tend vers la valeur réelle P_{f_MCC} à mesure que le nombre de réalisations N tend vers l'infini.

La mesure relative de la dispersion est donnée par : $CV_{P_f} = \sqrt{\frac{1-\tilde{P}_f}{N\tilde{P}_f}} \approx \frac{1}{\sqrt{N\tilde{P}_f}}$ si $\tilde{P}_f \ll 1$.

Le Théorème Central Limite permet alors de construire un encadrement, par exemple à 95%, de la probabilité de défaillance :

$$\tilde{P}_{f_MCC} \left(1 - 1,96 \sqrt{\frac{1 - \tilde{P}_f}{N\tilde{P}_{f_MCC}}} \right) \leq P_{f_MCC} \leq \tilde{P}_{f_MCC} \left(1 + 1,96 \sqrt{\frac{1 - \tilde{P}_f}{N\tilde{P}_{f_MCC}}} \right) \tag{Eq. I. 22}$$

L'inconvénient majeur de la méthode de Monte-Carlo classique est que, pour évaluer une probabilité de défaillance de l'ordre de 10^{-n} , il est nécessaire d'effectuer de 10^{n+2} à 10^{n+3} simulations. Cela représente évidemment un effort de calcul considérable pour les systèmes dont la probabilité de défaillance est très faible et le modèle mécanique complexe (MEF par exemple).

Afin de diminuer le nombre de simulations à réaliser, des méthodes de simulations alternatives basées sur la méthode de Monte-Carlo ont été développées. Nous n'en citerons que le principe, la théorie étant développée dans Lemaire (2005).

Simulations directionnelles (Directional Simulation)

Dans cette méthode, les tirages aléatoires se font dans l'espace standard selon une direction radiale jusqu'à ce que la surface d'état-limite soit atteinte. Le principe de la méthode est le suivant :

- un point P_i est pris aléatoirement sur l'hyper-sphère unitaire dans l'espace standard suivant une distribution uniforme ;
- sur la direction provenant de l'origine et passant par P_i , on réalise des tirages afin de chercher la solution de l'équation $H(\{X\}) = 0$;
- en fonction de la distance entre l'origine et la surface d'état-limite, une probabilité de défaillance relative à la direction tirée peut être calculée.

En reproduisant ce schéma sur un nombre important de directions, la probabilité de défaillance est estimée comme étant la moyenne des probabilités calculées suivant les différentes directions.

Tirages d'importance (Importance Sampling)

Il s'agit ici de procéder à des tirages concentrés sur une zone où la défaillance peut être rencontrée plus aisément. La méthode des tirages d'importance propose de centrer les tirages autour du point de conception P^* , qui doit donc être connu et déterminé au préalable grâce aux algorithmes présentés précédemment.

L'idée principale de la méthode est de remplacer la distribution de probabilité initiale des variables d'entrées par une nouvelle plus « efficace », c'est-à-dire avec plus de tirages se faisant dans le domaine de défaillance.

Cette méthode donne des résultats satisfaisants seulement si le point de conception P^* est correctement identifié et s'il n'existe pas de minimums secondaires à des distances voisines.

Tirages conditionnés (Conditional Sampling)

Cette dernière méthode nécessite également la connaissance d'une estimation du point de conception P^* . Elle propose quant à elle d'éliminer le maximum de tirages qui n'ont aucune chance d'appartenir au domaine de défaillance.

Comme le point de conception est le point de la surface d'état-limite le plus proche de l'origine, tous les tirages effectués dans l'hyper-sphère centrée sur l'origine et de rayon égal à l'indice de fiabilité β_{HL} peuvent être exclus.

La probabilité de défaillance correspond au produit de la probabilité d'avoir des tirages dans le domaine de défaillance et celle de ne pas avoir de tirages à l'intérieur de l'hyper-sphère.

Cette méthode permet de s'assurer de l'existence ou non de minimums secondaires. Il est nécessaire de l'utiliser si la présence de tels minimums ne peut pas être écartée.

La Figure I. 17 illustre le principe des méthodes citées.

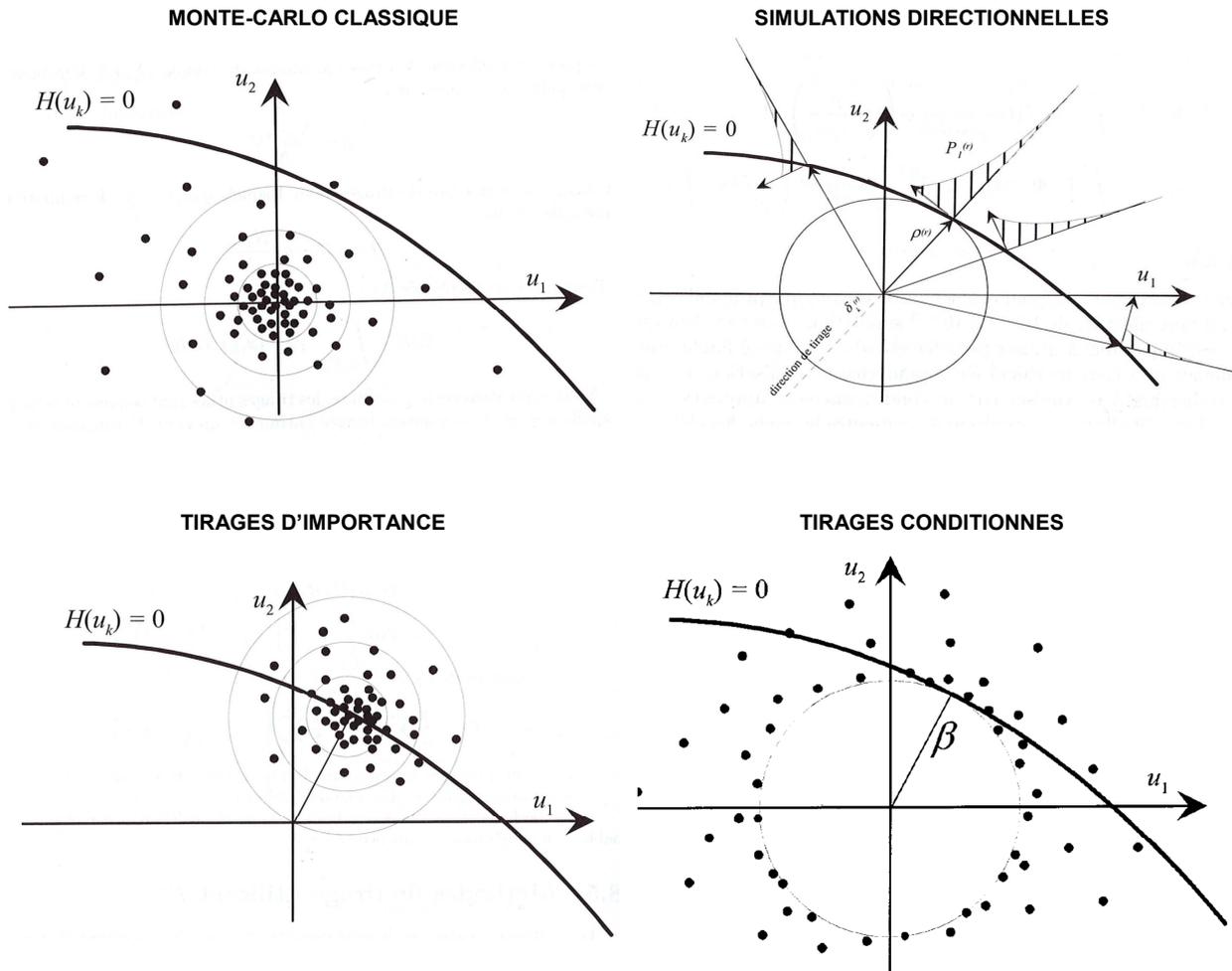


Figure I. 17 Illustration des méthodes de simulations présentées (Lemaire, 2005)

1.4.2.4 Couplage mécano-fiabiliste

Les éléments de base de l'analyse de fiabilité ont été présentés dans cette section 1.4.2. Ils s'appuient sur une connaissance explicite de la fonction de performance $G(\{X\})$; or dans certains cas complexes le comportement mécanique traduit par cette fonction ne peut être qu'approché au travers d'un modèle numérique ne donnant que des réalisations de $G(\{X_i\})$ (Lemaire, 2005).

Un couplage mécano-fiabiliste est alors nécessaire pour assurer la communication entre les modèles mécanique et fiabiliste. La modélisation par les méthodes des éléments finis est peut-être la plus performante pour modéliser le comportement mécanique mais chaque calcul de $G(\{X_i\})$ demande alors un calcul EF complet pouvant être fastidieux, notamment si le modèle est complexe et non linéaire. Un couplage mécano-fiabiliste efficace doit donc veiller à réduire le nombre de calculs numériques à effectuer (Lemaire, 2005).

Lemaire (2005) indique que trois méthodes de couplage existent : couplage direct, couplage par surface de réponse et couplage par optimisation. Elles sont ici présentées brièvement et nous renvoyons le lecteur à cet ouvrage pour plus de détails concernant ces méthodes mais aussi concernant l'interfaçage entre les modèles mécanique et fiabilistes, qui est largement développé.

Couplage direct

Le couplage direct est piloté par la méthode de fiabilité choisie (Monte-Carlo, FORM, SORM, etc.). L'algorithme associé à la méthode choisit une réalisation X_i du vecteur aléatoire $\{X\}$ et le code EF en déduit par calcul une réalisation de $G(\{X_i\})$. Le processus est reproduit autant de fois que nécessaire pour obtenir la convergence des résultats.

L'avantage de ce type de couplage est qu'il est automatique et qu'il conserve la précision du code de calcul EF et celle du modèle fiabiliste. En revanche, l'automatisation peut amener à des calculs inutiles voire irréalistes dans certains cas ; suivant la méthode de fiabilité adoptée et la complexité du problème à résoudre, le nombre d'appels au code EF peut être élevé.

Couplage par surface de réponse

Le couplage par surface de réponse consiste à découpler le modèle fiabiliste du modèle mécanique afin d'effectuer les calculs fiabilistes sur un modèle plus simple approchant le modèle mécanique. Le modèle fiabiliste est en général FORM/SORM mais la surface de réponse peut être couplée également à des simulations de Monte-Carlo ou à toute autre méthode fiabiliste.

Le modèle mécanique peut conduire à une forme explicite de la surface de réponse ou celle-ci peut être donnée par une étude théorique. Si aucune information particulière n'est disponible, la surface de réponse doit être construite en identifiant par régression ou interpolation les coefficients dont elle dépend. Dans ce dernier cas, un développement sur une base polynômiale est généralement adopté pour obtenir la surface de réponse, même si d'autres méthodes existent, comme celles basées sur les réseaux de neurones.

La construction de la surface de réponse autour du point de défaillance le plus probable P^* se fait grâce à un plan d'expériences numériques qui définit les réalisations à calculer. Chaque plan d'expériences testé permet de déduire une surface de réponse et d'alimenter une base de données de réalisations qui va être utilisée pour améliorer le prochain plan d'expériences. La surface de réponse finale est enfin validée grâce à des indicateurs permettant de juger de la qualité de la solution.

L'avantage premier de cette méthode est qu'elle ne demande qu'un nombre limité d'appels au modèle mécanique complexe et donc permet de réduire considérablement le temps de calcul. Elle pose cependant un problème relatif à la difficulté d'automatisation et demande l'avis expert de l'utilisateur pour la détermination du plan d'expérience et la validation du modèle approché.

Couplage par optimisation

Ce type de couplage consiste à utiliser le module d'optimisation du code de calcul mécanique, dans le cas où il existe, et de ramener l'analyse de fiabilité à un problème d'optimisation classique.

Cette approche ne nécessite que l'utilisation directe d'un code existant mais sous réserve que l'algorithme d'optimisation soit efficace. Elle permet de plus d'aller difficilement au-delà de l'approximation FORM.

I.4.3 LES APPLICATIONS DES METHODES DE FIABILITE A LA STABILITE DES REMBLAIS

Cette section résume les différentes hypothèses faites dans des études probabilistes relatives aux remblais (et aux barrages en particuliers) publiées dans la littérature scientifique. Ces hypothèses concernent des notions présentées précédemment dans ce document : choix du modèle hydraulique, modélisation de la variabilité spatiale, méthodes de fiabilité utilisées, mais aussi des considérations plus fondamentales comme les paramètres géotechniques le plus souvent modélisés de façon stochastique ou encore la provenance des données étudiées.

I.4.3.1 Les pratiques de modélisation du comportement hydraulique

Comme il a été vu précédemment, la condition de saturation totale est la plus simple pour représenter les écoulements au sein d'un remblai. Certains auteurs utilisent ce type de représentation comme (Bergado et Anderson, 1985) qui étudient l'influence de la perméabilité à saturation sur la ligne piézométrique, et sur la probabilité de rupture d'un remblai hypothétique uniquement frictionnel. (Fenton et Griffiths, 1996) et (Fenton et Griffiths, 1997) analysent l'influence de la variabilité spatiale de la perméabilité en condition de saturation totale sur un remblai hypothétique mais en s'intéressant respectivement aux débits et aux gradients hydrauliques à travers l'ouvrage.

Certaines études récentes vont un peu plus loin en modélisant le sol comme un milieu non saturé. Des auteurs comme Gui et al. (2000) et Cho (2012) tiennent compte de cette hypothèse dans leurs études, et modélisent la rétention du sol en utilisant les équations de Van Genuchten. Cependant, chez ces auteurs, seule la conductivité hydraulique est considérée comme un facteur aléatoire, les autres paramètres étant déterministes. Chiu (2012) étudie quant à lui l'effet de la variabilité des courbes de rétention sur l'analyse de stabilité des pentes.

I.4.3.2 Les pratiques de la modélisation probabiliste des paramètres géotechniques

Paramètres mécaniques

Les paramètres de cohésion c et d'angle de frottement φ sont le plus souvent modélisés de façon probabiliste dans les études. En effet, il a été vu dans un chapitre précédent que ces deux paramètres sont essentiels pour représenter la résistance au cisaillement des sols, qui entre en jeu dans le mécanisme de glissement.

Certains travaux, comme (Oka et Wu, 1990) et (Auvinet et Gonzalez, 2000), s'intéressent aux sols cohésifs, donc à l'influence de la cohésion non drainée C_{UV} seule. La première étude s'intéresse à l'influence des cohésions non drainées de différentes couches de sols sur la probabilité de défaillance du talus de Congress Street, à Chicago. La seconde étudie en trois dimensions la fiabilité d'un remblai homogène par rapport au coefficient de variation utilisé pour la modélisation de la cohésion non drainée. Enfin, Gaouar et al. (1995) ne considère également que la cohésion non drainée qu'il obtient indirectement à partir de la résistance de pointe d'essais pénétrométriques.

On retrouve l'utilisation des deux paramètres c et φ dans la plupart des travaux avec des considérations de corrélation différentes. Certains auteurs ne discutent pas d'une potentielle

corrélation entre ces deux paramètres (Mellah et al., 2000; Xu et Low, 2006; Wang et al., 2010; Farah, 2011), alors que d'autres les représentent comme indépendants après avoir estimé un coefficient de corrélation faible (Suchomel et Maši, 2010). D'autres encore représentent une corrélation négative entre c et φ , dont la valeur est souvent issue de la littérature (Liang et al., 1999; Sivakumar Babu et Murthy, 2005; Cho, 2010; Jiang et al., 2014).

D'autres paramètres mécaniques sont également modélisés de façon probabiliste dans la littérature, même si leur considération est plus rare :

- le poids volumique est le paramètre le plus représenté après la cohésion et l'angle de frottement. (Christian et al., 1994), (Cho, 2007) et (Papaioannou et Straub, 2012) étudient son influence en même temps que celle d'autres paramètres, même si (Cho, 2007) insiste sur le fait que la sensibilité du poids volumique sur le facteur de sécurité est faible par rapport à celle de c et φ ;
- certains auteurs utilisant la méthode des éléments finis dans un calcul en déformations ont également étudié l'influence de paramètres mécaniques comme le module d'Young dans leur étude (Farah, 2011; Papaioannou et Straub, 2012). Le coefficient de Poisson est quant à lui toujours supposé déterministe ;
- (Mellah et al., 2000) analysent la sensibilité de chacun des paramètres de la loi de comportement de Duncan, ce qui représente neuf paramètres. Le poids volumique est cependant pris en compte de manière déterministe.

Enfin, (Xu et Low, 2006) signalent que les variables les plus influentes, et souvent utilisées pour l'analyse de la fiabilité des pentes, sont la cohésion, l'angle de frottement, et le poids volumique. Ils indiquent également l'importance de considérer les pressions interstitielles de façon probabiliste si on travaille en contraintes effectives.

Paramètres hydrauliques

En ce qui concerne les paramètres hydrauliques dans des travaux concernant des barrages en remblai, la quasi-totalité des études ne prennent en compte que les incertitudes concernant la valeur de la perméabilité à saturation des matériaux (Bergado et Anderson, 1985; Fenton et Griffiths, 1996; Fenton et Griffiths, 1997 ; Gui et al., 2000; Cho, 2012). On remarque que lorsque la perméabilité est représentée de façon aléatoire, elle est toujours prise comme suivant une distribution log-normale afin de s'affranchir des valeurs négatives.

Sivakumar Babu et Murthy (2005) vont un peu plus loin en considérant plusieurs paramètres relatifs au comportement non saturé comme des variables aléatoires. Cette étude concerne cependant un talus hypothétique et non pas un cas de barrage.

Paramètres géométriques

L'influence de caractéristiques géométriques est également étudiée, comme dans (Christian et al., 1994) et (Xu et Low, 2006) qui analysent la sensibilité des épaisseurs des couches de sols sur l'exemple des digues de James Bay, au Canada. Ils considèrent l'épaisseur de différentes couches comme des variables aléatoires, ce qui est justifiable car des hypothèses sur la géométrie sont souvent faites lorsqu'elle n'est pas connue avec précision. Ils montrent cependant que celle-ci n'a que peu d'influence sur la probabilité de défaillance.

1.4.3.3 Les pratiques de la prise en compte de la variabilité spatiale

L'importance de la prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés géotechniques dans les recherches relatives aux barrages est soulignée par plusieurs auteurs.

(Vanmarcke, 1977b) est un des premiers à avoir fourni une étude de stabilité des pentes précise prenant en compte la variabilité spatiale des sols. Il a travaillé sur un remblai 3D hypothétique subissant une rupture cylindrique avec la méthode de Bishop simplifiée et a mis en avant la notion de longueur d'autocorrélation et la réduction de variance pouvant être faite sur le calcul du facteur de sécurité en considérant les fluctuations spatiales.

(Favre et Bekkouche, 1990) insistent sur l'importance de tenir compte de l'effet de réduction de variance dans les études probabilistes dès qu'on s'intéresse à la variabilité spatiale des matériaux. Là encore, les méthodes géostatistiques et un nombre important de données bien géolocalisées sont utiles pour caractériser un effet de moyenne locale, et caractériser précisément l'échelle de fluctuation. Ils regrettent également que peu d'auteurs se soient encore intéressés à ce problème comme a pu le faire (Vanmarcke, 1977b).

(Yoon, 1995) a travaillé essentiellement sur le développement d'outils et de méthodes simples permettant le calcul de la réduction de variance entre des paramètres de dimensions différentes, et en les appliquant au cas du glissement plan.

Nous distinguons dans notre synthèse les études mettant en œuvre des méthodes géostatistiques de celles utilisant des champs aléatoires, même si les deux notions sont étroitement liées.

Méthodes géostatistiques

Les méthodes géostatistiques ont déjà été utilisées dans des études relatives au domaine des barrages en remblai. (Favre et Bekkouche, 1990) montrent qu'il est possible de caractériser la variabilité spatiale de certaines propriétés provenant du contrôle de réception des terres fait sur le chantier d'un barrage en remblai en traçant les variogrammes de la densité sèche et du pourcentage de passants à 0,1 mm à partir des données du barrage de Grand'Maison. (Bacconnet, 1991) utilise également les méthodes géostatistiques pour tracer des variogrammes à partir d'essais pénétrométriques réalisés sur un remblai d'étude afin de caractériser la variabilité spatiale de la résistance de pointe et a montré que l'ordre de grandeur des longueurs d'autocorrélation suivant la verticale était inférieur au mètre alors qu'il était compris entre 20 et 30 m suivant l'horizontale à cause du compactage par couches.

(Castelier, 1995a; Castelier, 1995b) utilisent la méthode de krigeage pour déterminer complètement un champ de charge dans un ouvrage hydraulique à partir de valeurs mesurées ponctuellement. Leurs travaux permettent ensuite de déterminer la perméabilité du remblai par résolution d'un problème inverse. Plus tard, Smith et Konrad (2011) calculent le variogramme expérimental du pourcentage de fines mesuré sur des échantillons de remblai afin d'en représenter la variabilité spatiale. Ces auteurs peuvent ensuite prédire la teneur en fines également par krigeage et utilisent cette prédiction pour en déduire la perméabilité du remblai.

Modélisation par champs aléatoires

Plusieurs travaux ont étudié la modélisation de la variabilité spatiale des propriétés géotechniques par champs aléatoires. (Gaouar et al., 1995) modélise grâce à des champs aléatoires la variabilité de la

cohésion non drainée au sein d'un remblai à partir de résultats d'essais pénétrométriques. (Gaouar et al., 2000) et (Auvinet et Gonzalez, 2000) utilisent cette méthode de représentation sur les paramètres de résistance au cisaillement afin d'étudier la fiabilité d'un barrage en terre par rapport au glissement. Les champs aléatoires sont gaussiens dans les deux cas. Ils analysent également l'influence de la distance d'autocorrélation sur l'indice de fiabilité. (Cho, 2007) réalise une étude de stabilité en représentant les paramètres c , φ et γ par des champs aléatoires discrétisés en des points situés sur la surface de rupture (champ aléatoire 1D).

Des champs aléatoires en deux dimensions sur l'ensemble de l'ouvrage sont utilisés par des auteurs comme (Cho, 2010), (Jiang et al., 2014) et (Farah, 2011). Les deux premiers utilisent des distributions log-normales pour les paramètres de résistance au cisaillement, alors qu'elles sont gaussiennes pour le dernier. (Cho, 2010) et (Jiang et al., 2014) prennent en compte l'anisotropie des champs, ainsi que la corrélation entre les champs de c et de φ .

Tout comme pour les propriétés mécaniques, les champs aléatoires sont également utilisés pour représenter la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques des sols, cette représentation ne concernant que la conductivité hydraulique. (Fenton et Griffiths, 1996) et (Fenton et Griffiths, 1997) se servent de champs aléatoires simulés sur des remblais théoriques (trapézoïdaux ou rectangulaires). La perméabilité simulée par les champs suit une loi log-normale et la fonction d'autocorrélation exponentielle isotrope (Gauss-Markov). (Gui et al., 2000) génèrent également des champs aléatoires de perméabilité suivant une distribution log-normale. Les champs qu'ils simulent sont anisotropes. Enfin plus récemment, (Cho, 2012) modélise des champs aléatoires de perméabilité propres à différentes couches du remblai et non corrélés entre eux en prenant en compte également une distribution log-normale de perméabilité, une fonction d'autocorrélation exponentielle, et l'anisotropie.

Comme nous l'avons vu dans cette section 1.4.3, la distribution log-normale est appropriée pour représenter la variabilité de certaines propriétés géotechniques qui ne peuvent pas admettre de valeurs négatives et est couramment employée dans la littérature, notamment dans la modélisation probabiliste de la perméabilité (Fenton et Griffiths, 1997; Gui et al., 2000; Cho, 2012). Néanmoins, une solution alternative est d'utiliser des distributions tronquées qui permettent également de s'affranchir des valeurs non souhaitées.

La fonction d'autocorrélation exponentielle est également largement utilisée dans la littérature (Fenton et Griffiths, 1997; Gui et al., 2000; Cho, 2012). Elle permet de considérer l'anisotropie en prenant en compte différentes longueurs de corrélation suivant les directions horizontale l_h et verticale l_v (en 2D) :

$$\rho(Z, Z') = \exp \left[-\frac{|x - x'|}{l_h} - \frac{|y - y'|}{l_v} \right] \quad \text{Eq. 1. 23}$$

Dans les analyses de stabilité des pentes, la variabilité spatiale est le plus souvent prise en compte en deux dimensions. Certaines études vont cependant plus loin en intégrant des champs aléatoires tridimensionnels (Auvinet et al., 2000; Griffiths et al., 2009). Ces auteurs précisent que l'étude tridimensionnelle de la variabilité est plus représentative de la réalité physique et qu'il est possible de se ramener au cas bidimensionnelle en montrant que la longueur de corrélation dans la direction longitudinale peut être considérée comme infinie.

1.4.3.4 Provenance des données

Les données utilisées par les auteurs proviennent de trois sources différentes :

- données issues de la littérature ou hypothétiques ;
- données issues de chantiers ;
- données issues de protocoles expérimentaux.

Données hypothétiques

Dans la plupart des travaux recensés, les données de base sont soit prises arbitrairement, soit sont tirées de la littérature.

De nombreux auteurs s'intéressant à la stabilité des pentes utilisent pour leur étude un demi-remblai hypothétique dont ils fixent les caractéristiques géométriques et certaines caractéristiques mécaniques. (Xu et Low, 2006), (Cho, 2010) et (Srivastava et al., 2010) analysent ainsi suivant une approche probabiliste l'influence des paramètres de résistance au cisaillement sur la stabilité au glissement en utilisant respectivement un remblai homogène et un remblai en deux couches : fondation et ouvrage.

D'autres auteurs comme (Vanmarcke, 1997b) s'intéressent au mécanisme de glissement mais sur des problèmes en trois dimensions. Dans ce cas-là, les géométries utilisées pour représenter les remblais sont hypothétiques.

Lorsque les travaux concernent l'étude de l'influence des écoulements internes à l'ouvrage vis-à-vis du glissement, l'intégralité du corps de digue doit être intégrée. (Fenton et Griffiths, 1997), (Gui et al., 2000), (Huang et Jia, 2009) et (Cho, 2012) utilisent des remblais trapézoïdaux et des données hypothétiques pour étudier l'influence de la perméabilité sur la stabilité de pentes ou sur les gradients hydrauliques.

(Bergado et Anderson, 1985) utilisent une géométrie de barrage également simplifiée (trapézoïdale), mais avec des données provenant d'un ouvrage existant.

Inversement, certains auteurs prennent en compte la géométrie réelle de l'ouvrage qu'ils étudient mais ne disposent pas d'assez de données de terrain et doivent recourir à des valeurs de paramètres issues de la littérature. C'est par exemple le cas de (Mellah et al., 2000) qui s'intéressent au cas du barrage d'El Infiernillo en se servant de données hypothétiques pour réaliser une analyse de sensibilité de nombreux paramètres mécaniques sur les contraintes et les déformations au sein du remblai.

Données de chantier

Dans le contexte de l'étude de stabilité des ouvrages en remblai, de nombreux auteurs utilisent les données de chantier provenant de barrages existants dans leurs études. (Auvinet et Gonzalez, 2000) utilise les données de chantier (moyennes des mesures de poids volumique et de cohésion non drainée) et la géométrie du barrage de Mirgenbach afin d'étudier le glissement qui s'est réellement produit lors de la fin de la construction de ce barrage.

Un autre cas d'ouvrage ayant subi une rupture a été largement étudié, celui de la digue de James Bay au Québec. (Christian et al., 1994) utilisent des données de chantier provenant d'essais pressiométriques et scissométriques pour évaluer l'influence de la cohésion non drainée sur le

mécanisme de glissement. Ces données ont été reprises par (Xu et Low, 2006) et ensuite par (Wang et al., 2010).

D'autres types d'essais in situ provenant de chantiers de barrages ont été utilisés pour l'étude de la stabilité au glissement. (Bergado et Anderson, 1985) ont utilisé des données provenant de forages et d'essais pénétrométriques pour analyser moyenne, variance et autocorrélation. (Gaouar et al., 1995) utilise des données recueillies au pénétromètre dynamique PANDA sur le barrage de Laganne.

(Liang et al., 1999) étudient la stabilité du barrage jordanien de King Talal grâce à plus de 200 échantillons prélevés en divers endroits au niveau de la fondation et des rives. Des résultats d'essais de cisaillement in situ ainsi que ceux d'essais triaxiaux ont été utilisés pour calculer les moments statistiques des paramètres. Les auteurs utilisent également un facteur de correction traité comme une variable aléatoire afin de tenir compte de la différence entre les données in situ et celles provenant du laboratoire.

Protocoles expérimentaux

Les données issues de chantier permettent, lorsqu'elles sont en nombre suffisant et qu'elles peuvent être traitées de façon statistique, d'estimer la moyenne et la variance sur un paramètre, voire sa variabilité spatiale. Cependant, il est souvent difficile de disposer d'un nombre conséquent d'informations, et même si c'est le cas, elles sont rarement implantées suivant un réseau régulier qui permettrait une analyse optimale (Bacconnet, 1991). Ainsi, des protocoles expérimentaux ont pu être mis en place afin de recueillir des données permettant des études géotechniques plus détaillées.

(Bacconnet, 1991) a recueilli et étudié des données pénétrométriques provenant de deux sites expérimentaux suivant différents maillages de terrain pour montrer l'influence de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques des sols afin d'optimiser la collecte d'échantillon sur un site.

Ensuite, dans un travail de thèse présenté dans (Magnan, 1994), une étude est menée sur un remblai expérimental construit par le LCPC avec pour objectifs de préciser les caractéristiques mécaniques à prendre en compte dans l'analyse de stabilité, d'étudier le comportement de l'ouvrage jusqu'à la rupture et de tenter une analyse probabiliste de la stabilité. Les données recueillies sur le site expérimental ont consisté en effet en de nombreux essais mécaniques in situ (scissométriques, pressiométriques, pénétrométriques, sondages carottés) permettant de mettre en évidence la variabilité des propriétés du remblai, mais il semble difficile de mettre en place une telle démarche sur un cas réel de barrage en remblai.

1.4.3.5 Passage des données indirectes aux paramètres d'intérêt

L'analyse probabiliste de la stabilité des pentes nécessite, comme nous l'avons vu, de modéliser certains paramètres d'intérêt par des variables ou des champs aléatoires. Cependant, les données disponibles ne permettent pas toujours de modéliser directement ces paramètres et il est parfois nécessaire d'avoir recours à des relations de transformation permettant de passer des données mesurées aux paramètres intéressant l'étude.

Un nombre important de travaux a également été mené afin d'établir des relations entre la résistance de pointe mesurée à l'essai pénétrométrique et les propriétés des sols telles que la densité, l'angle de

frottement, la cohésion ou le module d'Young (Chaigneau, 2001; Arbaoui, 2003; Benz-Navarrete, 2009; Llanca-Vargas, 2014).

(Chapuis, 2012) propose une revue bibliographique détaillée des méthodes de prédiction de la perméabilité à partir de paramètres géotechniques directement mesurables.

(Kulhawy et Mayne, 1990) et (Monnet, 2016) listent un nombre conséquent de relations liant différents paramètres géotechniques.

Nous reviendrons sur ces revues bibliographiques dans les Parties II et III.

1.4.3.6 Modélisation mécanique de l'état-limite de glissement

Nous avons vu précédemment que l'état-limite de glissement est modélisé soit par les méthodes à l'équilibre-limite, classiquement utilisées dans la littérature, soit par des méthodes plus récemment employées basées sur une modélisation mécanique aux éléments finis. Ces deux approches sont utilisées dans les travaux menés sur l'analyse probabiliste de la stabilité des pentes.

Utilisation des méthodes à l'équilibre-limite

Une première catégorie d'analyses probabilistes concernant la stabilité des pentes considère certains paramètres comme des variables aléatoires dans une approche utilisant des méthodes à l'équilibre-limite.

Les premières études de ce type sont apparues dans les années 1970 (Vanmarcke, 1977b), et n'ont cessé de se développer par la suite en se focalisant sur un ou plusieurs des aspects cités dans les paragraphes précédents. Certains auteurs s'intéressent au problème hydraulique en considérant la variabilité de la perméabilité dans l'analyse de stabilité (Bergado et Anderson, 1985) alors que d'autres considèrent uniquement des paramètres mécaniques (Christian et al., 1994; Chowdhury et Xu, 1995; Liang et al., 1999; Sivakumar Babu et Srivastava, 2010).

Les méthodes traditionnelles d'évaluation de la stabilité négligent cependant la prise en compte de la variabilité spatiale des sols et certains auteurs ont cherché à pallier cela en les combinant avec la théorie des champs aléatoires. L'étude d'(Auvinet et Gonzalez, 2000) en tient compte dans une analyse en 3D, mais la nature bidimensionnelle inhérente aux méthodes à l'équilibre-limite fait que la variabilité spatiale n'est prise en compte que sur la ligne de rupture dans un premier temps (Cho, 2007). (Cho, 2010) propose ensuite une étude combinant des champs aléatoires 2D avec les méthodes à l'équilibre-limite.

Parmi les méthodes à l'équilibre-limite, la méthode de Bishop est la plus largement utilisée (Vanmarcke, 1977b; Bergado et Anderson, 1985; Chowdhury et Xu, 1995; Gaouar et al., 1999; Auvinet et Gonzalez, 2000; Gaouar et al., 2000) mais certains auteurs utilisent des méthodes plus sophistiquées comme la méthode de Morgenstern-Price (Christian et al., 1994; Low, 1998) ou celle de Spencer (Xu et Low, 2006; Cho, 2007; Farah, 2011).

Utilisation de méthodes numériques

L'étude de la stabilité des pentes a, comme d'autres domaines scientifiques, profité de l'essor des outils numériques. L'utilisation de méthodes numériques dans de telles études dans le cas déterministe est devenue très vite courante notamment grâce à l'utilisation de la méthode des éléments finis (Matsui, 1992; Duncan, 1996; Griffiths et Lane, 1999).

Les chercheurs ont ensuite perçu le potentiel de ce type de méthodes, et particulièrement pour la modélisation de la variabilité spatiale des propriétés des sols par des champs aléatoires (Gaouar, 1993; Fenton et Griffiths, 1996; Griffiths et Fenton, 1998; Griffiths et Fenton, 2004). Depuis une vingtaine d'années, l'étude probabiliste de la fiabilité des pentes grâce aux éléments finis stochastiques s'est fortement développée (Gui et al., 2000; Griffiths et al., 2009; Suchomel et Maši, 2010; Farah, 2011).

La méthode des éléments finis n'est pas la seule à être utilisée, certains auteurs comme Srivastava et al. (2010) montrent que des résultats similaires peuvent être obtenus avec des modélisations utilisant les différences finies, mais sur des géométries modélisées relativement simples.

Dans la totalité des études de stabilité des pentes utilisant la méthode des éléments finis recensées, le facteur de sécurité est obtenu à partir de la méthode de réduction des paramètres.

1.4.3.7 Approches fiabilistes

Différentes approches fiabilistes sont mises en pratique dans la littérature concernant la stabilité des pentes pour obtenir la probabilité de défaillance ; nous les distinguons par leur niveau d'évaluation de la sécurité (cf. 1.4.2).

Méthodes d'approximation

L'emploi de méthodes d'approximation basée sur le calcul d'un indice de fiabilité est très courant.

(Auvinet et Gonzalez, 2000) utilise l'indice de fiabilité de Cornell pour étudier la fiabilité d'un remblai par rapport au glissement en prenant comme fonction de performance la différence entre la force (respectivement le moment) résistante et la force (respectivement le moment) mobilisée.

La plupart des auteurs utilise cependant une autre définition de la fonction de performance donnée par l'Eq. I. 24 (Liangr et al., 1999; Xu et Low, 2006; Cho, 2007; Cho, 2010) :

$$G(\{X\}) = F_s - 1 \quad \text{Eq. I. 24}$$

(Xu et Low, 2006) et (Cho, 2007) adoptent cette définition de la fonction de performance mais ils utilisent l'indice d'Hasofer-Lind. La recherche de cet indice constitue une des étapes de la méthode FORM.

Enfin, d'autres comme (Vanmarcke, 1977b; Bergado et Anderson, 1985; Christian et al., 1994; Chowdhury et Xu, 1995; Gui et al., 2000) utilisent une définition de l'indice de fiabilité différente des deux classiquement utilisées mais basée sur celle de Cornell :

$$\beta = \frac{\mu_{F_s} - 1}{\sigma_{F_s}} \quad \text{Eq. I. 25}$$

Méthodes par simulations

La méthode la plus souvent utilisée dans la littérature reste celle des simulations de Monte-Carlo. Cette méthode, couplée avec celle des éléments finis, est très fréquemment vue dans la littérature (Fenton et Griffiths, 1997; Mellah et al., 2000; Xu et Low, 2006; Cho, 2007).

I.4.4 SYNTHÈSE

Ce chapitre a permis de présenter les différentes sources d'incertitudes liées à la variabilité des sols et les méthodes géostatistiques permettant de les modéliser dans une analyse aux éléments finis par des champs aléatoires. Les incertitudes liées aux erreurs de mesure et de transformation sont évoquées brièvement mais elles ne sont pas prises en compte dans ce travail. En effet, dans le cas des barrages en remblai, on dispose en général de trop peu d'informations pour modéliser l'erreur de mesure, ce qui revient à supposer que la valeur mesurée $\xi_m(z)$ s'apparente à la valeur naturelle (ou vraie) $\xi_N(z)$ (Favre, 2004). L'erreur de transformation sera quant à elle incluse dans les marges de sécurité.

Ce chapitre présente également les méthodes fiabilistes les plus couramment utilisées en fonction de la complexité du problème à résoudre. Les simulations de Monte-Carlo restent les plus employées car elles sont les plus simples à mettre en œuvre mais conduisent à un coût de calcul important.

On constate au travers de la revue bibliographique effectuée que :

- les données utilisées par les auteurs sont dans certains cas des données réelles mesurées sur des chantiers ou des protocoles expérimentaux mais le plus souvent hypothétiques ou prises à partir de la littérature ;
- le comportement non saturé des sols est considéré dans certaines études de stabilité des pentes mais pas de façon systématique ;
- la variabilité spatiale des propriétés des sols est souvent représentée par des champs aléatoires gaussiens stationnaires ;
- les calculs de stabilité aux éléments finis sont souvent effectués, avec ou sans prise en compte de la variabilité spatiale ; les éléments finis permettent cependant d'intégrer facilement les incertitudes sur les matériaux à l'aide de champs aléatoires ;
- différentes méthodes de fiabilité sont utilisées dans les références étudiées. Le niveau de complexité varie en fonction de la méthode employée. Les simulations de Monte-Carlo sont souvent employées de manière couplée avec la méthode des éléments finis.

La revue bibliographique a montré que les différents aspects d'une analyse probabiliste de la stabilité au glissement (comportement hydraulique, méthodes d'analyse, provenance des données, prise en compte de la variabilité spatiale, emploi de méthodes fiabilistes etc.) ont été traités dans la littérature. Cependant, les travaux ne traitent que d'une partie des aspects de l'analyse fiabiliste et le plus souvent avec des données hypothétiques ou issues de la littérature.

Au final, nous constatons l'absence d'étude intégratrice comprenant l'ensemble des aspects de la question scientifique liée à la fiabilité des remblais vis-à-vis du glissement :

- traitement de données réelles ;
- modélisation probabiliste des paramètres géotechniques ;
- prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques ;
- comportement non saturé des matériaux du remblai ;
- modélisation de l'état-limite de glissement par la méthode des éléments finis ;
- calcul de la probabilité de défaillance par des méthodes de fiabilité.

I.5 CAS D'ETUDE : LE BARRAGE DE LA SILLONNIERE

Ce travail de recherche s'appuie sur un cas d'étude bien documenté : le barrage de la Sillonnière. Ce chapitre décrit les caractéristiques de cet ouvrage, ainsi que les données d'études, de chantier, et d'auscultation disponibles sur ce barrage. Ces données serviront à alimenter les modélisations tout au long de notre travail.

I.5.1 PRESENTATION GENERALE

Le barrage de la Sillonnière est un barrage en remblai implanté sur le ruisseau de la Vourais (cf. Figure I. 18). Il est situé dans le département de la Vendée (85), à une vingtaine de kilomètres à l'est de la ville de la Roche-sur-Yon. Ce barrage a été construit en 1998 à des fins d'alimentation en eau potable, d'irrigation et de soutien d'étiage. Le barrage de la Sillonnière a été conçu par la Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt (D.D.A.F.) de la Vendée, le bureau d'études BRL Ingénierie et l'institut de recherche IRSTEA (anciennement Cemagref).



Figure I. 18 Vue aérienne du barrage de la Sillonnière

Il s'agit d'un ouvrage pseudo-zoné d'une hauteur maximale de 23 m, pour une longueur en crête de 170 m. La retenue formée a un volume utile d'eau d'environ 5 hm³ pour une surface d'environ 76 ha. C'est un ouvrage de classe A suivant le classement défini par le décret du 12 mai 2015. L'ouvrage ferme une vallée étroite recouverte de dépôts alluviaux et capte un bassin versant d'environ 50 km². D'un volume total d'environ 140 000 m³, le corps du barrage est formé de trois zones distinctes : un noyau (NOY) constitué de limons sableux et confiné par une recharge amont (RAM) et une recharge aval (RAV^{*}) constituées d'un matériau sablo-graveleux issu de l'altération de schistes. L'écart de perméabilité entre le noyau et les recharges est moins significatif par rapport à un barrage zoné.

^{*} les désignations RAM, RAV et NOY sont conservées tout au long du document

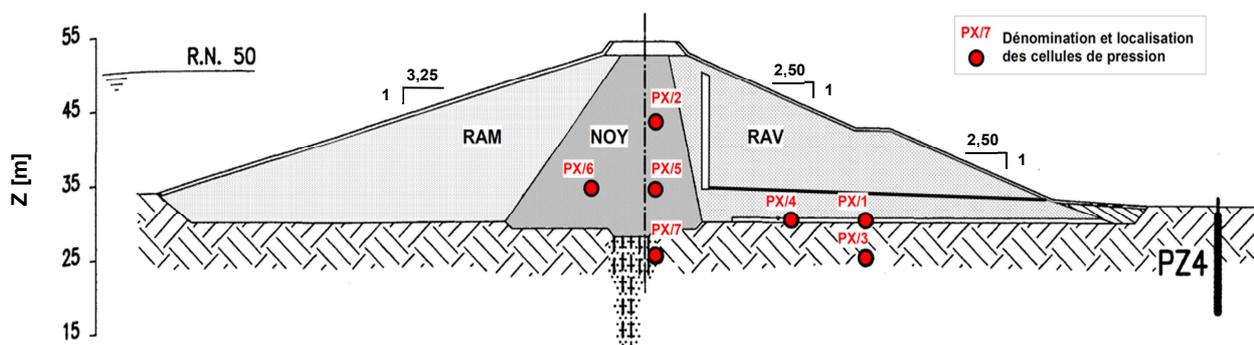


Figure I. 19 Profil en travers type du barrage d'étude

Une cheminée drainante ainsi que des bretelles drainantes horizontales sont placées dans la recharge aval afin de collecter les écoulements et de rabattre le niveau piézométrique dans la recharge aval. Le profil en travers principal de l'ouvrage est visible sur la Figure I. 19. La crête se trouve à la cote 53,00 m NGF et la retenue à niveau normal ou maximal est respectivement à 50,00 m NGF et à 51,60 m NGF.

En fondation, un voile d'étanchéité a été réalisé au droit du noyau central. Il limite les infiltrations au travers des couches les plus perméables de la fondation. Ce voile descend jusqu'à des profondeurs de 15 à 25 m et est prolongé par des voiles au large sur les rives.

I.5.2 ETUDES PRELIMINAIRES

De nombreuses études préalables à la construction du barrage ont été réalisées entre 1990 et 1996. Elles apportent chacune des informations et des données qu'il peut être intéressant d'exploiter dans ce travail. Le Tableau I. 8 présente la liste exhaustive de ces études.

Tableau I. 8 Chronologie des études préliminaires à la conception du barrage de la Sillonnière

Date	Intitulé
1990	Exécution de carottages et d'essais d'eau
déc-90	Reconnaissance géologique et géophysique préliminaire
juin-91	Etude géologique sur la faisabilité de l'aménagement
sept 91	Etude géotechnique de faisabilité
sept 91	Recherche complémentaire de matériaux d'emprunt
1993	Prospection géophysique par profils sismiques sur le site de projet
1993	Etude de sismicité
sept-93	Reconnaissance géologique préalable à la faisabilité d'un barrage dans le socle
nov-93	Synthèse géologique des travaux complémentaires
juin-94	Etude de recherche de fracturation dans le socle sur le site d'implantation du barrage
nov 94	Etude géotechnique de faisabilité – site amont
févr-96	Carottages et essais Lugeon
1996	Coupe géologique des fouilles au droit de la plinthe et des sondages SC10 à SC14
mars-96	Etude géophysique
mars-96	Etude géologique complémentaire pour l'APD
avril 96	Etudes géotechniques complémentaires pour l'avant-projet détaillé

La reconnaissance effectuée en décembre 1990 a consisté à l'ouverture de 29 fouilles (Pt 1 à 29) dans le but d'identifier des zones d'emprunt. Certains des échantillons recueillis ont fait l'objet d'essais mécaniques et hydrauliques. Cette reconnaissance concerne principalement des matériaux limoneux en fond de cuvette, sur une zone située directement en amont de l'axe du barrage.

Les études réalisées en 1990 et 1996 apportent des données sur des sondages réalisés en fondation au niveau de l'axe du barrage (au nombre de 9 en 1990, et de 5 en 1996) sur lesquels ont été réalisés des essais Lugeon, avec mesure de l'évolution du niveau piézométrique.

Les études géotechniques ont ensuite permis d'identifier et de caractériser les zones d'emprunt utilisables pour la construction du barrage. Trois études différentes ont permis d'identifier au total une dizaine de zones (ZE1 à ZE10) qui ont fait l'objet de reconnaissances avec ouvertures de fouilles et réalisation d'essais de laboratoire. Il faut noter que la géométrie préconisée pour l'ouvrage a été modifiée entre chacune de ces études. Parmi la dizaine de zones d'emprunt reconnues, seules cinq ont finalement été utilisées pour la construction de l'ouvrage : ZE1, ZE1bis, ZE3, ZE6 et ZE10. Ces sites sont situés à proximité plus ou moins directe du site du barrage et sont visibles sur le plan de l'Annexe A.

Deux types de matériaux ont été rencontrés principalement :

- des sols sablo-graveleux issus de l'altération de schistes sur les versants et plateaux dominant la vallée. Ce matériau est assez grossier et est utilisé pour les recharges amont (RAM) et aval (RAV) ;
- des limons sableux, en fond de vallée ou bas de versant. Ce matériau plus fin, et donc plus étanche, est utilisée pour la conception du noyau (NOY).

Les résultats d'essais concernant les zones qui ont au final été exploitées pour la réalisation du remblai seront décrits plus en détails dans les parties II et III. Le Tableau I. 9 liste les données disponibles après essais en laboratoire sur les échantillons prélevés sur les zones d'emprunt exploitées.

Tableau I. 9 Liste des essais de laboratoire disponibles

Nombre d'essais disponibles	Matériau sablo-graveleux (recharges RAM et RAV)	Matériau limono-sableux (noyau NOY)
Granulométrie	10	13
Teneur en eau naturelle	4	12
Densité spécifique des grains	4	3
Limites d'Atterberg	3	12
Essais de compactage (Proctor)		
Eléments < 5 mm	2	5
Eléments < 20 mm	3	0
Essais œdométriques	2	2
Essais triaxiaux CU	5	3
Essais triaxiaux UU	2	2

Les études géotechniques complémentaires d'avril 1996 ont été réalisées dans le but, entre autres, d'identifier les conditions d'utilisation des schistes altérés des zones ZE1 et ZE1bis, qui serviront à

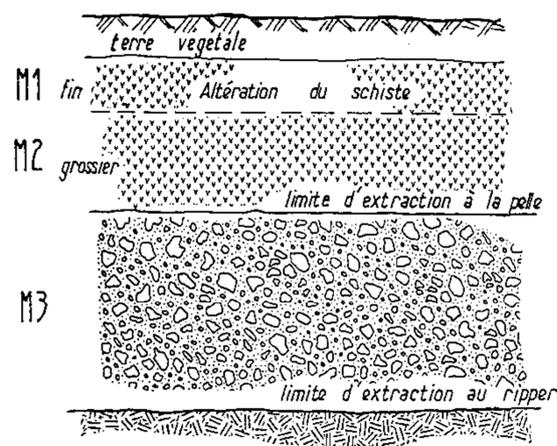


Figure I. 20 Profil d'extraction rencontré sur la zone d'emprunt ZE1

constituer les recharges amont et aval. L'étude cherchait à montrer que, sur ces zones, une couche plus profonde de schistes moins altérés qu'en surface pouvait être extraite au ripper et exploitée. Trois matériaux M1, M2 et M3, correspondant aux différents degrés d'altération des schistes, peuvent être défini sur ces zones suivant le profil de la Figure I. 20 :

- M1 : grave limoneuse dont les plus gros éléments sont des cailloux ;
- M2 : grave sableuse dont les plus gros éléments peuvent être supérieurs à 10 cm ;
- M3 : grave sableuse très grossière contenant des blocs et extraites au ripper.

Une planche d'essai de compactage a été réalisée avec chacun des trois matériaux sur trois couches de 50 cm d'épaisseur. Le compactage a été effectué au rouleau vibrant lisse de type V5, avec un nombre de 4 passes, porté à 6 par endroits. Des échantillons ont été prélevés sur chacune des tranches et différents essais ont été réalisés. On dispose notamment de courbes granulométriques, de mesures de densité au sable, d'essais à la plaque vibrante et d'essais de perméabilité in situ (Porchet et Matsuo). Ces données provenant des planches d'essais sont détaillées en annexe B.

Les études préliminaires et les planches d'essais apportent des informations géotechniques et hydrauliques fondamentales sur les matériaux constituant le barrage d'étude. Ces données hydrauliques et mécaniques sont disponibles en quantité très correcte pour conduire une étude d'ingénierie traditionnelle complète et déterministe mais restent en quantité insuffisante pour produire des analyses statistiques satisfaisantes au vue d'une analyse fiabiliste.

I.5.3 CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

Durant l'été 1998, le barrage a été construit en déposant et régaland les matériaux en couches de hauteurs variables (20, 30 ou 40 cm). Les trois zones du barrage ont été construites concomitamment mais de façon indépendante. Après régaling, les matériaux ont été compactés dans la direction longitudinale (d'une rive à l'autre) par au moins six passes de compacteur de 20 tonnes. Des photographies du chantier sont visibles en annexe A.

L'avancement de la montée du remblai impliquant plusieurs facteurs (météorologie, accès au site, calendrier), le volume de remblai placé par jour est variable sur chaque zone ainsi que sur la durée totale du chantier, comme le montre la Figure I. 21. La mise en eau, qui a eu lieu de novembre 1998 à février 1999, est également reportée sur le graphique. Le remplissage s'est fait très rapidement sur les

5 à 6 premiers mètres puis plus progressivement ensuite, avec trois paliers d'une quinzaine de jours aux cotes 37,50, 42,50 et 47,50 m NGF.

Durant la mise en œuvre de l'ouvrage, la densité sèche et la teneur en eau après compactage du remblai ont été contrôlées. La densité sèche a été mesurée in-situ à l'aide d'un gammadensimètre Troxler 3430F. En chaque point de contrôle, trois mesures ont été faites sur des horizons différents au sein d'une couche : « 0-10 cm », « 0-20 cm », et « 0-30 cm ». Au total, plus de 2 000 mesures ont été effectuées sur les trois zones (RAM : 788, NOY : 978, RAV : 662 respectivement).

L'analyse des données a montré que l'horizon « 0-30 cm » est représentatif des mesures et suffit à l'analyse statistique (cf. II.3.1.4). Le nombre de mesure à prendre en compte se réduit donc à : RAM : 376, NOY : 469, et RAV : 333.

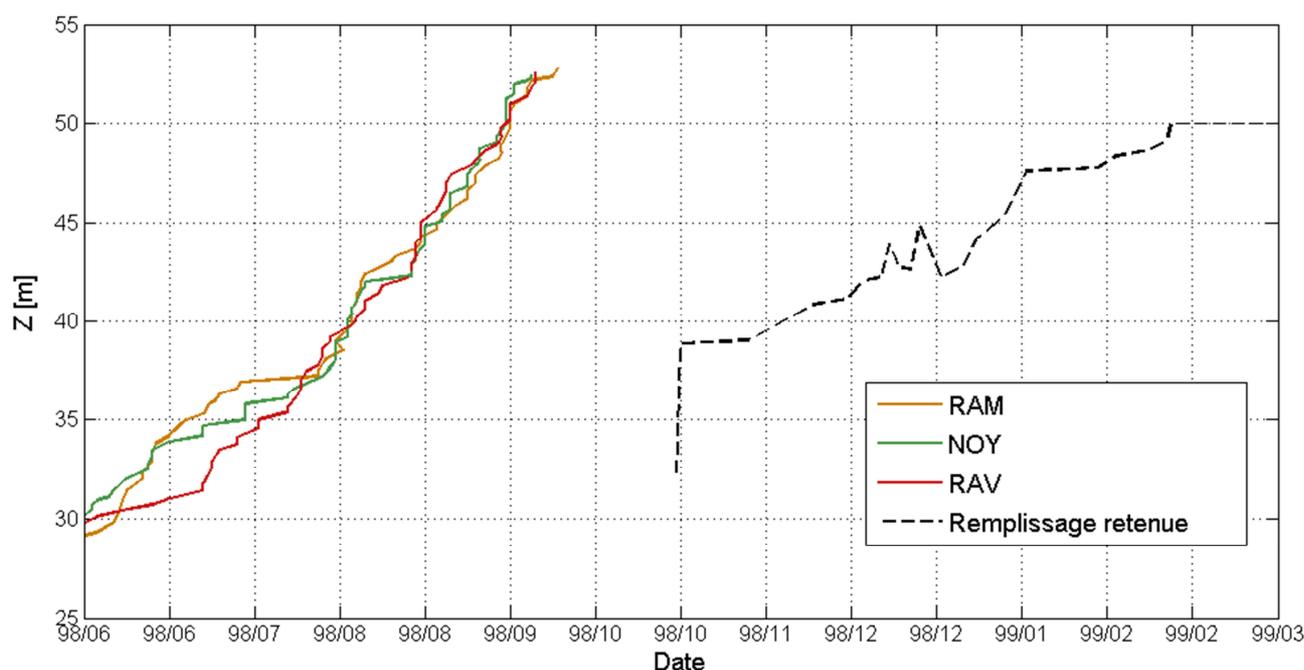


Figure I. 21 Chronologie de construction et de remplissage du barrage de la Sillonnière

La moyenne des densités sèches pour les matériaux des recharges est proche de 2000 kg.m^{-3} ; et est plus faible pour le matériau du noyau (1830 kg.m^{-3}). La teneur en eau est également donnée par le gammadensimètre. Des mesures de vérification ont de plus été effectuées à l'étuve en laboratoire. Les mesures de contrôle ont été comparées aux résultats d'essais Proctor réalisés périodiquement au cours de la construction.

Les recharges amont et aval n'ont pas été construites exactement avec le même matériau. La recharge amont est formée d'un mélange des matériaux M1 et M2 exclusivement, alors que la recharge aval est quant à elle constituée majoritairement d'un mélange M2-M3 plus grossier, avec cependant certaines couches composées de M1-M2 ou de M2 (cotes 42,60 à 43,40 m NGF, et 45,4 à 46,6 m NGF).

Un dispositif particulier a été mis en place lors de la construction du barrage de la Sillonnière afin de localiser les mesures de contrôle de compactage dans l'espace (suivant les trois axes). Ce dispositif comportait des profils longitudinaux notés A à N, entrecroisant des profils transversaux notés P0 à P10 (cf. Figure I. 22).

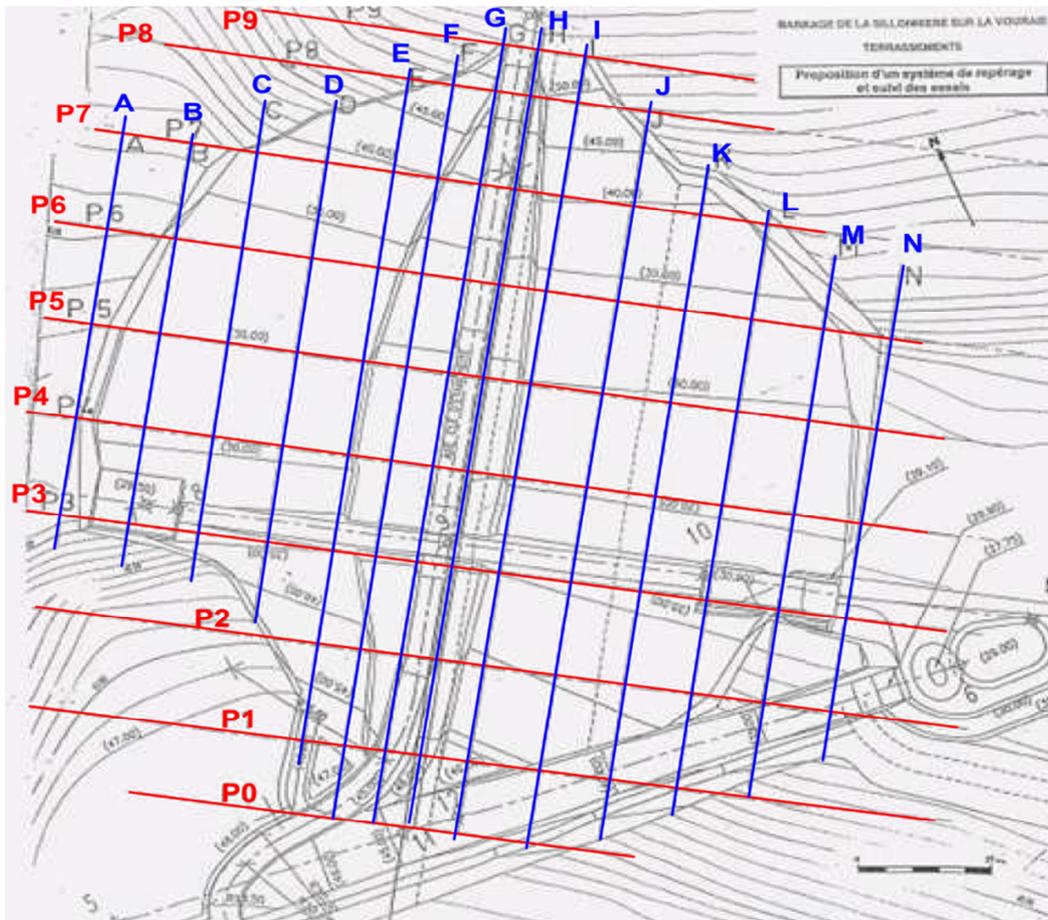


Figure I. 22 Schéma du dispositif de localisation des mesures de contrôle de compactage

Nous disposons donc d'un nombre important de mesures de densité sèche localisées relativement précisément dans l'espace. L'ensemble des mesures réalisées n'a cependant pas été géolocalisées, mais un échantillon conséquent est toutefois disponibles (RAM : 248, NOY : 381, RAV : 272 respectivement). La Figure I. 23 montre la localisation des mesures dans différents plans.

Par ailleurs, en plus des mesures de contrôle de compactage, une vingtaine d'analyses granulométriques effectuées sur des échantillons prélevés directement sur le remblai en construction complète le jeu de données de chantier. Contrairement aux mesures de contrôle de compactage, ces échantillons ne sont pas précisément localisés, les seules informations disponibles étant la zone de l'ouvrage sur laquelle l'échantillon a été prélevé et le numéro de la couche (et donc sa côte suivant l'axe Oz).

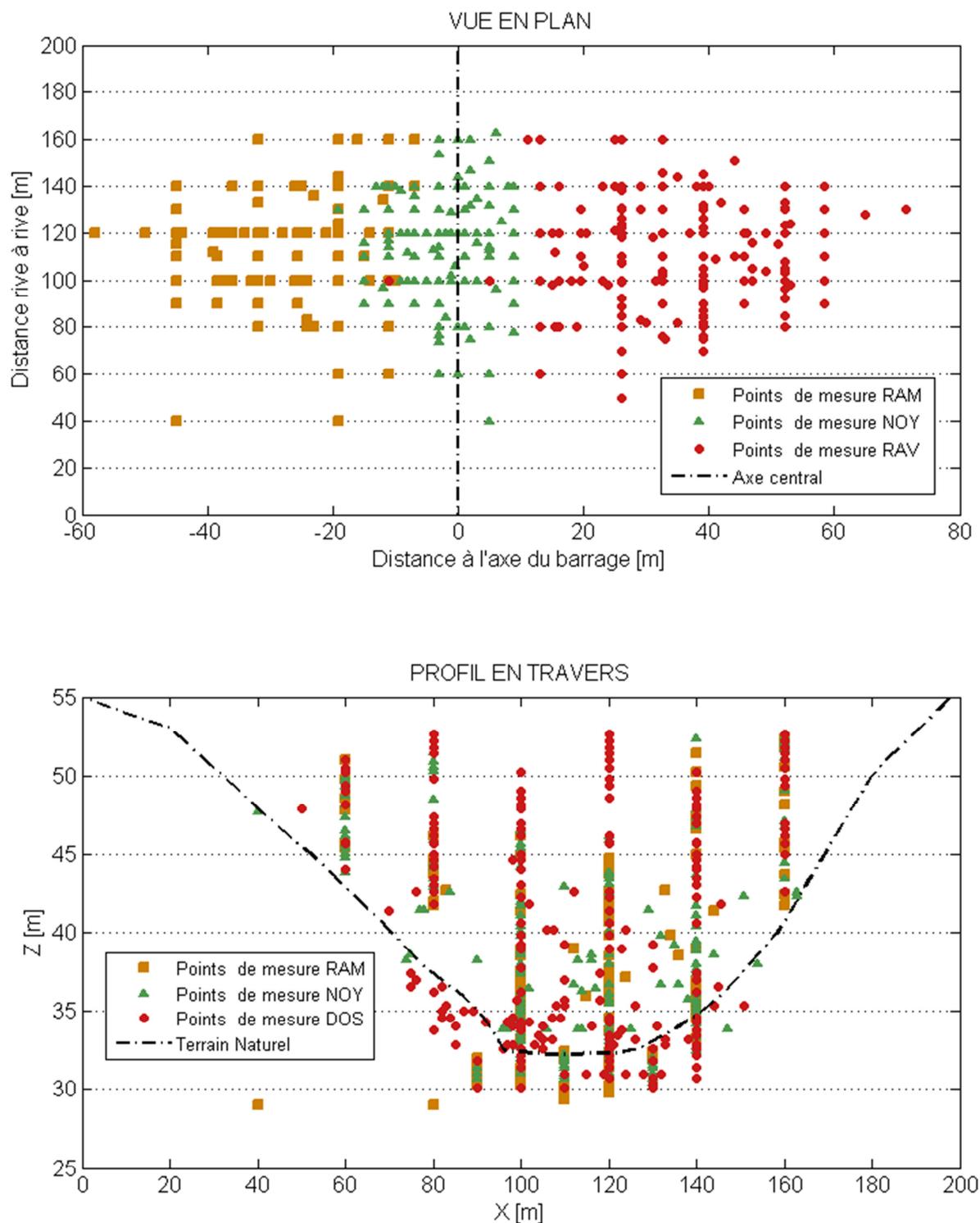


Figure I. 23 Localisation des mesures de contrôle de compactage dans l'espace pour les trois zones du barrage d'étude

I.5.4 EXPLOITATION ET SUIVI DU BARRAGE

Dispositif d'auscultation

Le comportement de l'ouvrage est suivi grâce à un dispositif d'auscultation qui comprend des cellules de mesure de la pression interstitielle implantées dans le remblai et en fondation (cf. Figure I. 19), des piézomètres situés en rives et au pied aval, ainsi que des repères et des bornes permettant le suivi topographique. Des schémas en annexe permettent de situer les différents organes du dispositif sur le corps du barrage dans son état initial.

Les cellules de pression sont essentiellement disposées selon trois profils (cf. Figure I. 24), chaque profil comportant sept cellules telles que décrit sur la Figure I. 19 (sauf le profil 7 n'en a qu'une). Les cellules sont dénommées PX/Y où X correspond au numéro de profil (4, 5 ou 6) et Y au numéro de la cellule (1 à 7).

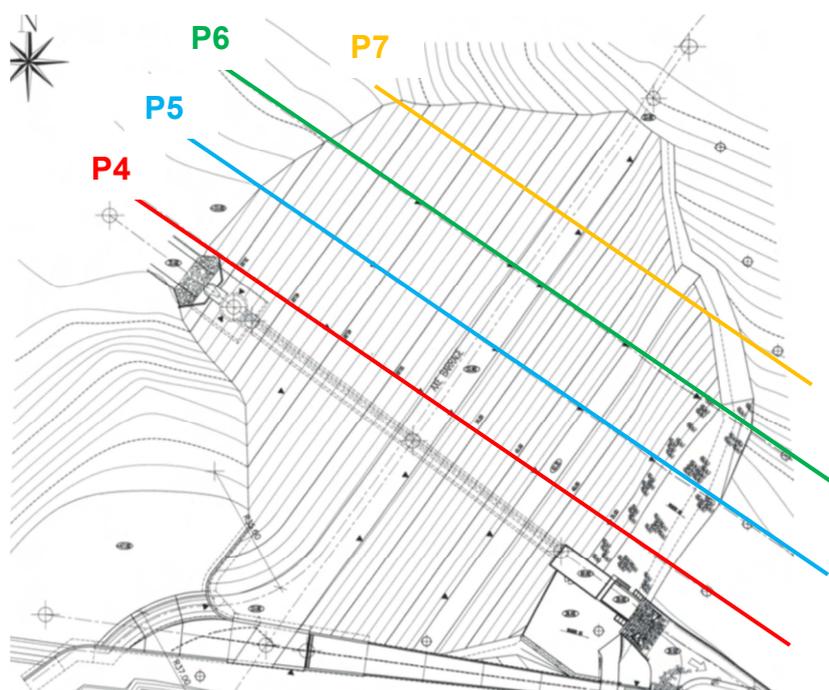


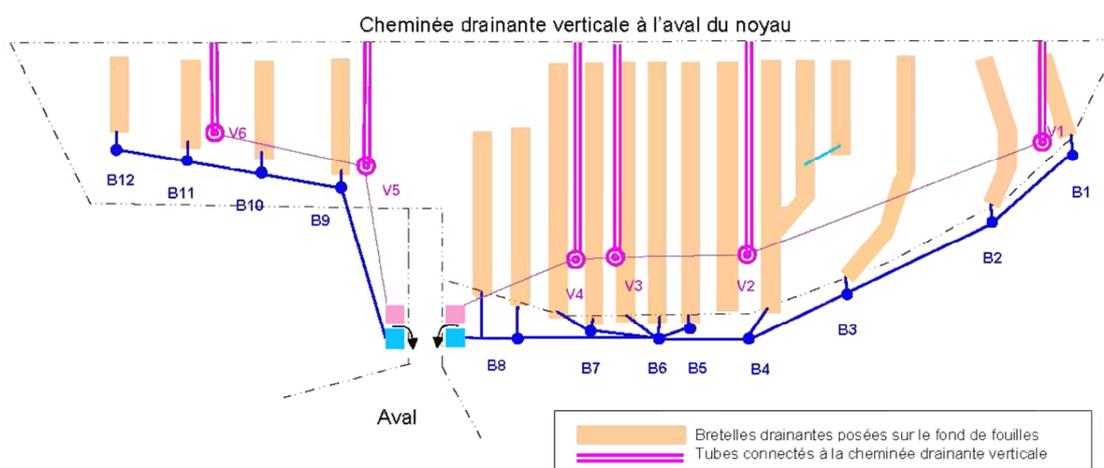
Figure I. 24 Profils d'auscultation

L'écoulement à travers l'ouvrage est également mesuré à l'aide de déversoirs situés aux exutoires de la cheminée et des bretelles drainantes (cf. Figure I. 25).

Le dispositif d'auscultation initial est résumé dans le Tableau I. 10.

Tableau I. 10 Eléments du dispositif d'auscultation initial

Planimétrie	28 repères (dont 6 sur le parement amont)
Tassement	3 cellules TCP à mesure par contre-pression, placés au cœur du noyau suivant un axe transversal
Nivellement	9 repères de nivellement direct et 28 de nivellement zénithal (dont 6 sur le parement amont)
Cellules	22 capteurs (3 profils de 7 cellules + un profil d'une cellule) : 15 dans la digue et 7 en fondation
Piézomètres	9 piézomètres en pied aval et rives
Débits de fuite	7 points de mesure

**Figure I. 25 Schéma du dispositif de mesure des débits de fuite**

Depuis la mise en service du barrage, le suivi de certaines cellules de pressions interstitielles a été abandonné à cause de valeurs erronées ou d'absence de réponse. Néanmoins, la plupart des cellules est encore active. Des cellules ont également été ajoutées pour vérifier les valeurs données par certaines cellules initiales. Les mesures de débits ou de pressions interstitielles sont réalisées deux fois par mois.

Nous disposons des séries chronologiques relatives aux différents organes d'auscultation hydraulique (pressions, débits) depuis le commencement du remplissage de la retenue. Les déplacements ne sont disponibles suivant un suivi régulier que depuis le début de l'année 2009.

Comportement de l'ouvrage

Le rapport d'auscultation le plus récent montre que l'ouvrage a un comportement global satisfaisant (CACG, 2015). Les mesures de pressions au sein du remblai montrent que la ligne piézométrique est bien rabattue par le contraste de perméabilité entre la recharge amont et le noyau. Seules les mesures des cellules de pressions placées le plus à l'amont (PX/2, PX/5 et PX/6) sont soumises à une influence saisonnière.

Des plans et schémas du dispositif d'auscultation sont disponibles en annexe A.

I.5.5 SYNTHÈSE DES DONNÉES DISPONIBLES POUR L'ETUDE

Finalement, nous disposons sur le barrage de la Sillonnière de données obtenues pendant trois phases distinctes :

- **Phase d'études** : essais in situ, essais de laboratoire, et planches d'essais ;
- **Phase chantier** : mesures de contrôles de compactage, et essais de laboratoire ;
- **Phase exploitation** : mesures de suivis hydrauliques et mécaniques.

Ces types de données correspondent à ceux habituellement disponibles pour un barrage en remblai existant. Le Tableau I. 11 synthétise l'ensemble des données dont nous disposons à l'issue des phases d'études et de construction. Plus de détails sur les données sont disponibles en annexe B. Les données recueillies en phase d'exploitation concernent essentiellement les mesures d'auscultation et ne sont pas présentées ici. Elles seront tout de même traitées dans la suite.

Tableau I. 11 Synthèse de la quantité de données disponibles sur le barrage d'étude

	Type de sol	Nombre			TOTAL
		Phase d'études	Planche d'essai	Construction	
Echantillons	RAM&RAV	11	11	16	38
	NOY	13	0	14	27
Essais triaxiaux CU	RAM&RAV	5	0	0	5
	NOY	3	0	0	3
Essais triaxiaux UU	RAM&RAV	2	0	0	2
	NOY	2	0	0	2
Essais Proctor < 5mm	RAM&RAV	2	0	10	12
	NOY	5	0	14	19
Essais Proctor < 20mm	RAM&RAV	3	0	0	3
	NOY	0	0	0	0
Essais œdométriques	RAM&RAV	2	0	0	2
	NOY	2	0	0	2
Granulométries	RAM&RAV	10	11	16	37
	NOY	13	0	14	27
Indice de plasticité (%)	RAM&RAV	3	0	0	3
	NOY	12	0	0	12
Limite de liquidité (%)	RAM&RAV	3	0	0	3
	NOY	12	0	0	12
Perméabilité à saturation (m.s ⁻¹)	RAM&RAV	1	10	0	11
	NOY	2	0	0	6
Densité sèche (kg.m ⁻³)	RAM	0	0	376	376
	RAV	0	0	333	333
	NOY	0	0	469	469
Teneur en eau (%)	RAM	0	0	376	376
	RAV	0	0	333	333
	NOY	0	0	469	469

Nous constatons que nous disposons de nombreuses données issues du contrôle de compactage. En revanche, nous remarquons que nous disposons de relativement peu d'informations permettant de caractériser de manière statistique la variabilité des propriétés mécaniques des matériaux. Cet échantillon de données est cependant représentatif de ce que l'on peut rencontrer pour des barrages en remblai de hauteur moyenne.

I.6 PROPOSITION DE THESE

Les barrages en remblai représentent la majorité des barrages dans le monde et en France. En général, les barrages sont des ouvrages de génie civil présentant des risques sur les populations et les biens situés à leur aval et, parmi ceux-ci, les barrages en remblai sont les plus concernés par les ruptures. Leur sécurité structurale se doit donc d'être constamment assurée. Parmi les modes de rupture concernant les ouvrages hydrauliques en remblai, le glissement n'est pas le mode le plus fréquent, mais il est crucial pour le dimensionnement de ces structures.

La réglementation française en matière de sécurité des ouvrages hydrauliques a récemment évolué et s'est renforcée en prévoyant que soient réalisées une étude de dangers et une revue de sûreté pour les plus grands barrages. Cette nouvelle réglementation prévoit notamment l'utilisation des méthodes d'analyse de risques nécessitant des considérations probabilistes pour l'évaluation de la sécurité.

Les pratiques de l'ingénierie consistent à évaluer la sécurité des barrages par des approches généralement déterministes, parfois semi-probabilistes comme en France par l'utilisation de coefficients partiels. L'évolution des réglementations et des pratiques induisent des besoins de méthodes et d'outils pour étudier par une approche fiabiliste la sécurité structurale des barrages. Les approches probabilistes employées actuellement sont généralement incomplètes et trop souvent basées sur une évaluation à dires d'experts.

Pourtant, la puissance et la précision des méthodes de fiabilité dépendent du fait que la variabilité des paramètres d'entrée soit correctement représentée de façon probabiliste. Cette tâche est délicate dans le domaine des barrages en remblai car les sollicitations auxquelles les ouvrages peuvent être soumis, ainsi que les propriétés de résistance de leurs matériaux, sont fortement variables et dépendent de facteurs multiples, notamment la variabilité intrinsèque des sols liée au processus de construction des remblais, ou liée aux processus géologiques en fondation.

Dans les travaux de recherche disponibles dans la littérature, de nombreuses incursions probabilistes ont été faites concernant l'évaluation de la stabilité des barrages en remblai par rapport au mécanisme de glissement. La revue bibliographique de ces études a permis d'identifier plusieurs verrous scientifiques nécessitant d'autres efforts de recherche :

- concernant les sollicitations hydrauliques auxquelles sont soumis les barrages, la modélisation à adopter dépend premièrement d'une situation de projet que l'on souhaite analyser. Une fois celle-ci identifiée, la difficulté consiste à modéliser la variabilité du champ de pressions interstitielles au sein du remblai en fonction de paramètres variables et incertains comme le niveau hydrostatique de la retenue et les caractéristiques géotechniques des matériaux qui régissent l'écoulement dans les sols ;
- la résistance au cisaillement des matériaux constituant le remblai est mobilisée durant le mécanisme de glissement. Elle dépend de paramètres géotechniques qui sont hétérogènes dans l'ouvrage. La variabilité spatiale de la résistance au cisaillement doit être prise en compte dans une évaluation probabiliste de la sécurité de l'ouvrage. Les études menées jusqu'alors la prennent le plus souvent en compte par l'utilisation des champs aléatoires stationnaires ; ceux-ci étant généralement générés hypothétiquement sans relation avec des données réelles provenant de l'ouvrage ;

- différentes méthodes d'évaluation de l'état-limite de glissement existent. Les méthodes à l'équilibre-limite sont les plus simples à mettre en œuvre mais elles ne permettent pas d'intégrer l'ensemble des incertitudes nécessaires pour une approche probabiliste complète, ni de prendre en compte le fait que la surface de rupture ne soit pas connue à l'avance. Une approche basée sur la méthode des éléments finis permet de construire un modèle hydraulique et mécanique pouvant intégrer les champs aléatoires représentant les propriétés des matériaux ;
- le mécanisme de glissement est un phénomène tridimensionnel qui est généralement étudié en deux dimensions, parce que, d'une part, cette approche est généralement suffisante pour l'ingénieur évaluant la stabilité d'un ouvrage dans un contexte opérationnel ; et d'autre part, qu'elle est jugée relativement conservatrice par la profession. Cependant, certaines études ont montré l'intérêt de réaliser une analyse en trois dimensions, notamment lorsqu'on souhaite considérer la variabilité spatiale des propriétés des matériaux ;
- un couplage mécano-fiabiliste est à réaliser pour calculer une probabilité de défaillance. Pour cela il existe de nombreuses méthodes d'analyse de fiabilité. Les simulations de Monte-Carlo sont largement utilisées dans la littérature et en particulier dans une analyse aux éléments finis mais elles imposent des temps de calcul importants ;
- les différents aspects de l'approche probabiliste (paramètres modélisés, comportement hydraulique, prise en compte de la variabilité spatiale, méthodes fiabilistes employées, méthodes de représentation de l'état-limite employées, provenance des données) ont été traités dans la littérature mais toujours de façon séparée en ne se focalisant que sur un seul ou plusieurs aspects. A notre connaissance, il n'y a pas d'étude intégratrice dans la littérature comprenant la totalité des aspects d'une analyse de fiabilité complète. Par ailleurs, les données utilisées dans les études sont le plus souvent hypothétiques ou issues de la littérature.

Ces verrous conduisent à la formulation des questions scientifiques suivantes :

- Comment modéliser de façon pertinente la variabilité des propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux constituant un barrage en remblai à partir des données disponibles mesurées sur ce type d'ouvrage ?
- Comment modéliser l'état-limite de glissement dans une analyse aux éléments finis permettant d'intégrer la variabilité spatiale des paramètres d'entrées ?
- Comment réaliser le couplage mécano-fiabiliste et comment évaluer la variabilité des résultats de l'état-limite de glissement permettant de calculer ensuite une probabilité de défaillance ?

Pour traiter ces questions, des démarches et méthodes existent et ont été présentées en partie dans la Partie I :

- La variabilité spatiale des propriétés mécaniques et hydrauliques des sols peut être approchée à partir de celle des mesures de contrôle de compactage, seules quantités disponibles en nombre suffisant sur un ouvrage en remblai pour qu'une analyse géostatistique soit menée. Celle-ci permet d'obtenir une représentation de la variabilité spatiale sous forme de champ aléatoire ;

- Il existe différentes lois physiques ou empiriques qui peuvent être utilisées de manière à pouvoir évaluer les propriétés hydrauliques et mécaniques à partir des paramètres physiques mesurés ;
- Les modélisations hydrauliques et mécaniques peuvent être menées par le biais de plusieurs méthodes de complexité différente à adapter en fonction de ce que l'on souhaite modéliser. La méthode des éléments finis offre cependant certains avantages que les méthodes des tranches traditionnellement utilisées ne présentent pas ;
- L'utilisation d'un code éléments finis ouvert tel que le code Cast3M (CEA, 2015) peut offrir la possibilité d'intégrer des champs aléatoires dans les modèles hydrauliques et mécaniques. Elle demande le développement d'un modèle de calcul en contraintes effectives et de la méthode de réduction des paramètres pour permettre ensuite de calculer un facteur de sécurité ;
- Les méthodes de fiabilité basées sur les simulations semblent adaptées pour la propagation des incertitudes dans le modèle du mécanisme de glissement et pour calculer ensuite la probabilité de défaillance d'un barrage en remblai. L'utilisation du code ouvert de fiabilité OpenTURNS (Dutfoy et al., 2009) couplé avec le code éléments finis Cast3M pourrait permettre de coupler à la fois les modèles hydraulique et mécanique et nos modèles de variabilité des propriétés des matériaux.

Ce travail de thèse propose une démarche probabiliste intégratrice pour l'évaluation de la fiabilité des barrages en remblai basée sur les données réellement disponibles sur ce type d'ouvrages, qui est synthétisée sur le logigramme de la Figure I. 26. Elle vise à :

- proposer une démarche probabiliste pour la modélisation par des champs aléatoires des pressions interstitielles basée sur les données physiques disponibles ;
- proposer une démarche probabiliste pour la modélisation par des champs aléatoires des propriétés de résistance des matériaux basée sur les données physiques disponibles ;
- proposer un couplage mécano-fiabiliste pour étudier la variabilité du facteur de sécurité obtenu par le modèle éléments finis et pour calculer une probabilité de défaillance issue de la démarche probabiliste globale ;
- comparer ensuite la démarche proposée avec des méthodes plus simplifiées ;
- développer des outils opérationnels, notamment des modèles implémentés dans des codes ouverts, mais aussi des propositions de recommandations concernant la conception, la construction et l'exploitation des barrages en remblai au vue des résultats de l'analyse de fiabilité.

Dans ce travail destiné à développer une démarche fiabiliste globale basée sur des données réellement disponibles sur un barrage en remblai, il a été adopté d'effectuer les modélisations en deux dimensions qui correspond à l'approche généralement adoptée dans l'étude du mécanisme de glissement d'un barrage en remblai.

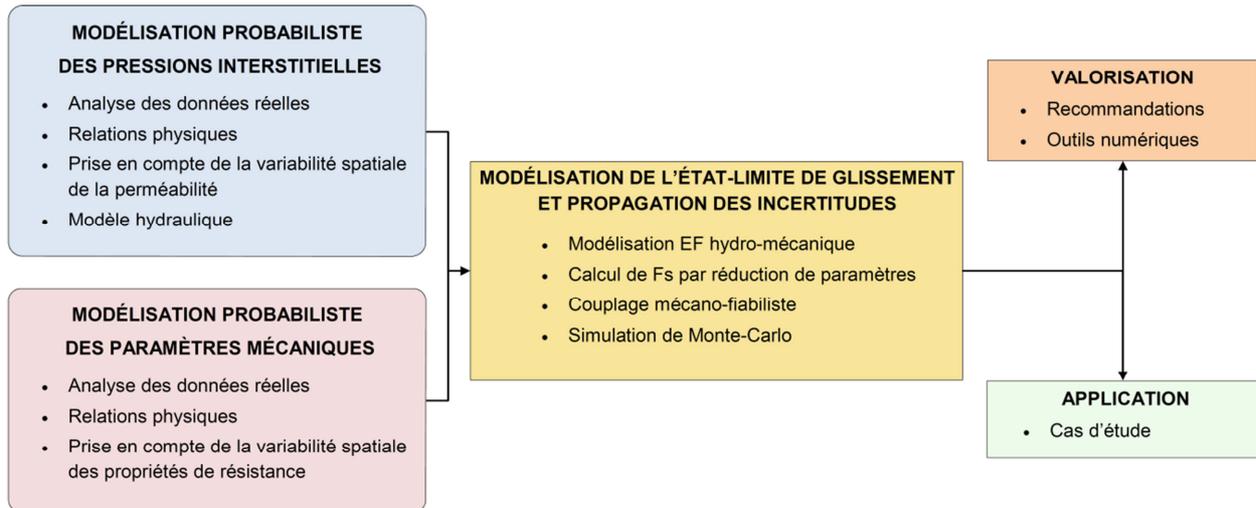


Figure I. 26 Logigramme de la démarche globale du travail de thèse

PARTIE II.

MODELISATION PROBABILISTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES AU SEIN D'UN BARRAGE EN REMBLAI

II.1 INTRODUCTION

La partie précédente a permis de montrer que les barrages en remblai constituent des ouvrages à risques dont la stabilité structurelle se doit d'être assurée sur l'intégralité de leur durée de vie.

Sur les trois causes principales de rupture : érosion externe par surverse, érosion interne, glissement, les deux derniers sont directement liés aux conditions hydrauliques de l'écoulement au sein du remblai. Le phénomène d'érosion interne est entre autres fortement lié au gradient hydraulique. L'état-limite de glissement est lui dépendant des pressions interstitielles au sein du remblai. Ces pressions influencent directement le calcul du facteur de sécurité de l'ouvrage. L'aspect hydraulique est donc fondamental car il influence directement la stabilité mécanique d'ensemble de l'ouvrage.

L'écoulement traversant un ouvrage hydraulique est généralement pris en compte dans les études de stabilité des pentes, car son influence ne peut être négligée. Dans un projet de barrage, la ligne piézométrique peut être soit déterminée grâce à des hypothèses simples, soit calculée de façon précise par une modélisation aux éléments finis (cf. I.3.3). Dans l'ingénierie, la prise en compte de l'écoulement est souvent réalisée de façon déterministe en ne considérant pas les incertitudes liées à la connaissance partielle que l'ingénieur peut avoir du matériau du remblai.

Même si des travaux de recherche ont été menés sur la modélisation probabiliste des pressions interstitielles au sein d'un barrage en remblai grâce notamment à l'utilisation de champs aléatoire de perméabilité (Fenton et Griffiths, 1996; Fenton et Griffiths, 1997; Griffiths et Fenton, 1998; Srivastava et al., 2010; Cho, 2012), il n'existe aucune démarche générale basée sur l'utilisation de mesures réelles faites sur un barrage, mesures qu'il est intéressant d'exploiter dans le cadre d'une analyse probabiliste.

Nous proposons dans cette partie une démarche permettant d'étudier, dans un cadre probabiliste, l'influence de la variabilité spatiale de la perméabilité sur les pressions interstitielles au sein d'un barrage en remblai, à partir des données disponibles sur un ouvrage existant et en exploitation.

II.2 PROPOSITION D'UNE DEMARCHE PROBABILISTE

La démarche probabiliste de modélisation de pressions interstitielles dans un barrage en remblai que nous proposons comporte les étapes suivantes (Figure II. 1) :

0. Identification et analyse critique des données disponibles sur le barrage étudié ;
1. Choix de la méthode de prédiction du coefficient de perméabilité, qui conditionne les paramètres d'entrée à modéliser ;
2. Caractérisation des paramètres d'entrée du modèle hydraulique, qui se divise en trois sous-étapes :
 - 2a. Analyse statistique des données obtenues par les essais de laboratoire en vue d'une modélisation des paramètres de la méthode prédictive par des variables aléatoires ;
 - 2b. Analyse géostatistique des données obtenues par le contrôle de compactage (dont les mesures sont géolocalisées et disponibles en grande quantité) en vue d'une modélisation par des champs aléatoires ;

L'intégration des paramètres d'entrée (sous-étapes 2a. et 2b.) dans le modèle de prédiction (étape 1) permet ensuite de caractériser la variabilité spatiale de la perméabilité par un champ aléatoire.

 - 2c. Estimation des paramètres relatifs au degré de saturation et à l'anisotropie à considérer pour dans la modélisation des pressions interstitielles.
3. Calcul des pressions interstitielles par la MEF : cela comprend la construction d'un modèle hydraulique aux éléments finis permettant l'intégration d'un champ aléatoire de perméabilité, de manière à pouvoir évaluer les pressions interstitielles dans le remblai ; la variabilité des pressions interstitielles, calculées par la MEF, est finalement déterminée par simulations de Monte-Carlo.

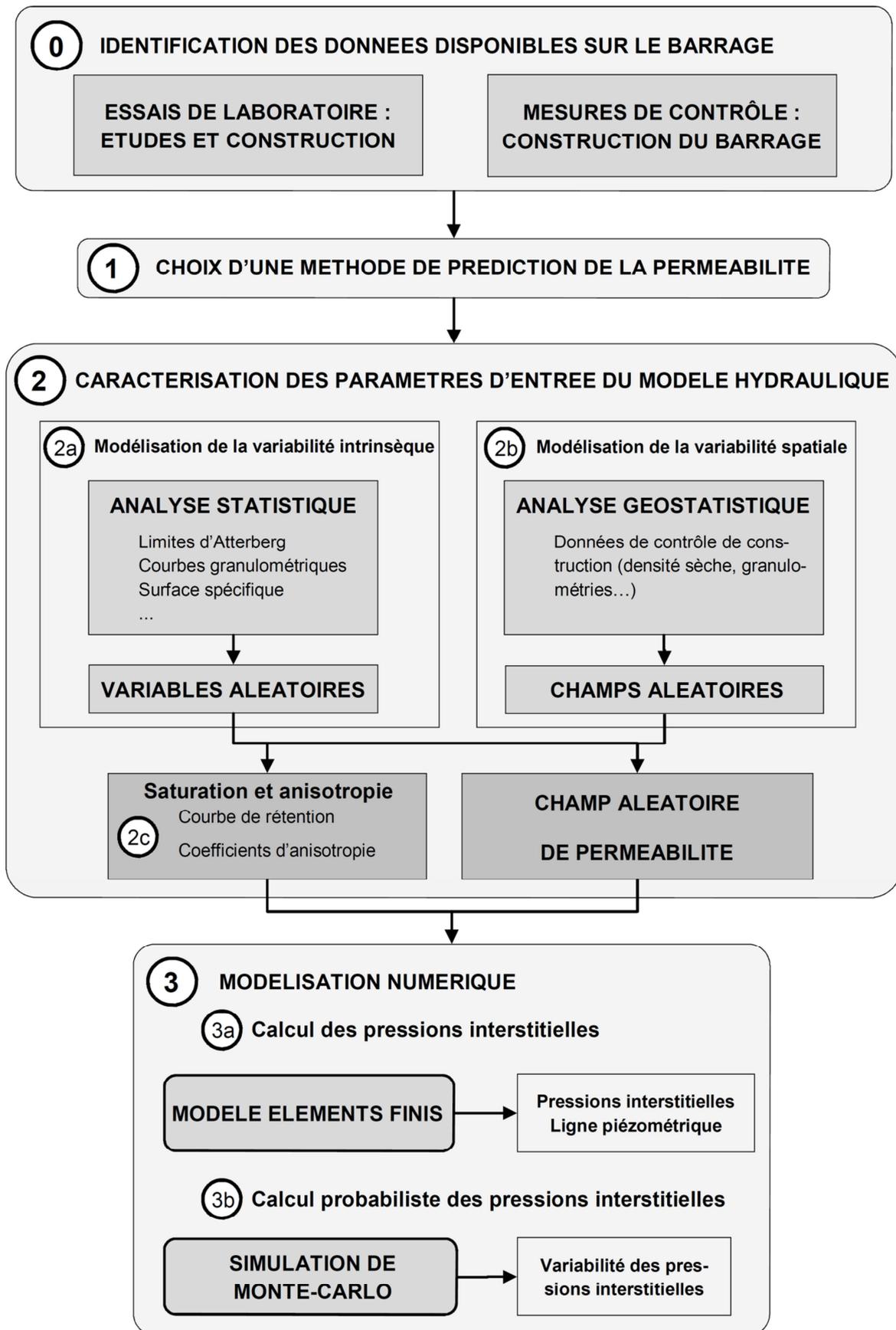


Figure II. 1 Logigramme de la démarche probabiliste pour l'estimation des pressions interstitielles

II.2.1 CHOIX D'UNE METHODE DE PREDICTION DE LA PERMEABILITE

Les données disponibles sur les barrages en remblai ont été présentées dans la section I.2.5. Le nombre de mesures directes de perméabilité in situ ou en laboratoire est relativement faible sur ce type de projets à cause de leur coût en termes de temps et d'argent. On dispose généralement de quelques mesures de perméabilité réalisées durant les étapes de reconnaissance des zones d'emprunt, et parfois d'autres mesures faites avant ou pendant la construction du barrage.

Ces mesures en quantité insuffisante ne permettent pas d'établir une caractérisation probabiliste du coefficient de perméabilité et encore moins une représentation de sa variabilité spatiale. Il est donc nécessaire d'utiliser des méthodes prédictives reliant ce paramètre d'intérêt – la perméabilité – à un autre paramètre physique mesuré de façon abondante sur l'ouvrage.

II.2.1.1 Revue bibliographique des méthodes de prédiction

Dans une revue bibliographique détaillée et quasi exhaustive, Chapuis (2012) présente une liste de 45 méthodes prédictives publiées dans la littérature permettant une estimation de la conductivité hydraulique à saturation des sols.

Ces méthodes sont le plus souvent empiriques et établies à partir de jeux d'échantillons de sols spécifiques à chaque étude.

L'auteur s'interroge sur la validité de certaines d'entre elles qui ont été calibrées sur des essais de laboratoire comportant des erreurs souvent commises lors des protocoles expérimentaux.

Ainsi, certaines de ces 45 méthodes sont présentées en détail car jugées plus fiables au regard de ces conditions. L'auteur distingue celles spécifiques aux sols fins plastiques de celles spécifiques aux sols non-plastiques (granulaires). Elles sont présentées dans le Tableau II. 1.

Tableau II. 1 Méthodes prédictives et leurs caractéristiques, d'après (Chapuis, 2012)

Auteur(s)	Année	Caractéristiques de la méthode prédictive			
		Type de sols	Paramètres granulométriques ou de plasticité	Condition sur C_U	Considération de e ou n
Hazen	1892	Sable, gravier	d_{10}	OUI	$e \approx e_{max}$
Terzaghi	1925	Sable	d_{10}	NON	OUI
Taylor	1948	Sable, argile	-	NON	OUI
Kozeny	1953	Sable	d_{10}	NON	OUI
Nishida et Nakagawa	1969	Argile	I_p	NON	OUI
Navfac DM7	1974	Sable, gravier	d_{10}	OUI	OUI
Samarasinghe et al.	1982	Argile	I_p	NON	OUI
Shahabi et al.	1984	Sable	d_{10}	OUI	OUI
Nagaraj et al.	1991	Argile	LL	NON	OUI
Sivappalaiah et al.	2000	Argile	$LL (>50\%)$	NON	OUI
Mbonimpa et al.	2002	Tout type de sol	d_{10}, LL	OUI	OUI
Chapuis et Aubertin	2003	Tout type de sol	S_5	NON	OUI
Chapuis	2004b	Naturel, $I_p = 0$	d_{10}	NON	OUI
Dolar	2009	Argile	I_p et $\% < 2\text{mm}$	OUI	OUI

Le Tableau II. 1 montre que les méthodes jugées fiables par Chapuis (2012) mettent toutes en relation la perméabilité avec l'indice des vides (ou la porosité) du sol. Cela est valable quel que soit le type de sol considéré. De façon plus générale, on remarque, en observant les formulations associées, que de nombreux auteurs relient la perméabilité à une grandeur dépendante de l'indice des vides, sous la forme : $e^x/(1 + e)$, avec dans la plupart des cas $x = 3$.

Après l'indice des vides, cette revue bibliographique montre qu'il est important de prendre en considération la granulométrie dans les méthodes de prédiction de la perméabilité des sols. Cela peut être fait à partir du diamètre caractéristique d_{10} , du coefficient d'uniformité C_U , ou la surface spécifique S_s . Les méthodes dédiées aux sols granulaires ne présentant pas de plasticité mobilisent particulièrement ces paramètres liés à la granulométrie.

D'autres auteurs non cités par (Chapuis, 2012) proposent également des méthodes d'estimation de la conductivité hydraulique s'appuyant seulement sur la courbe granulométrique du sol (Marshall, 1958; Savatier, 1999).

Pour les sols plastiques, l'indice de plasticité I_p ou de la limite de liquidité LL sont le plus souvent employés dans les méthodes listées par (Chapuis, 2012).

Les méthodes empiriques de prédiction de la perméabilité à saturation des sols disponibles dans la littérature comportent donc certaines limites dans leur développement expérimental et sont souvent spécifiques à un certain type de sol. De plus, dans le cas particuliers des sols fins compactés, elles ne tiennent pas toujours compte du fait que la perméabilité dépend également de la teneur en eau de compactage, et qu'un compactage du côté humide par rapport à l'optimum Proctor peut engendrer des différences significatives de perméabilité (Daoud, 1996; Watabe et al., 2000; Leroueil et al., 2002).

Finalement, nous pouvons retenir que la prédiction de la perméabilité à l'état saturé d'un sol par les méthodes disponibles dans la littérature nécessite en général de caractériser les données suivantes :

- courbe granulométrique du sol,
- limites d'Atterberg (indice de liquidité LL, \dots),
- surface spécifique S_s ,
- indice des vides e .

II.2.1.2 Choix d'une méthode de prédiction de la perméabilité en fonction des données disponibles (étape 1)

Nous cherchons à utiliser une, ou plusieurs, des méthodes prédictives parmi celles jugées les plus fiables par Chapuis (2012) (Tableau II. 1).

Dans tous les cas, la méthode de prédiction choisie doit dépendre directement ou indirectement de la densité sèche si l'on souhaite exploiter les mesures de contrôle de compactage pour la détermination de la variabilité spatiale. Il s'agit en effet des mesures faites en plus grand nombre lors de la réalisation de ce type d'ouvrage.

La méthode de prédiction à choisir dépend du barrage étudié, du type de matériaux qui le constituent, et surtout des données disponibles sur ceux-ci. Chaque paramètre dont elle dépend devrait pouvoir être représenté de façon probabiliste grâce aux données disponibles. La méthode peut être validée en

vérifiant que l'on retrouve les ordres de grandeur de perméabilité réellement mesurés à partir des valeurs moyennes des paramètres dont elle dépend.

Si l'on souhaite caractériser la perméabilité d'un remblai argileux pour lequel un grand nombre d'essais d'identification est disponible, il convient de privilégier une méthode de prédiction dépendant de la limite de liquidité ou de l'indice de plasticité.

Si de nombreuses courbes granulométriques sont disponibles et que le matériau est de type granulaire, il faudra à l'inverse préférer les méthodes de prédiction dépendant de paramètres granulométriques.

Plusieurs méthodes peuvent être mises en œuvre en parallèle afin d'en comparer les valeurs de perméabilité prédites et d'en utiliser une moyenne.

Deux d'entre elles peuvent être utilisées quel que soit le type de sols considéré, et sont potentiellement à privilégier dans une démarche telle que celle proposée :

- A. Chapuis et Aubertin (2003) proposent une méthode prédictive basée sur la relation de Kozeny-Carman. Ils montrent que cette relation, généralement considérée comme applicable uniquement à des sables, peut être généralisée à tous les types de sols. Ils s'appuient pour cela sur environ 300 mesures de perméabilité réalisées en laboratoire sur des sols différents et provenant de diverses études publiées dans la littérature. L'équation de Kozeny-Carman s'utilise classiquement écrite sous la forme (Eq. II. 1) :

$$K_{sat} = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \frac{e^3}{G_s^2 S_s^2 (1 + e)} \quad \text{Eq. II. 1}$$

où g est la constante gravitationnelle, μ_w et ρ_w sont respectivement la viscosité dynamique et la densité de l'eau, $G_s = \rho_s / \rho_w$ est la densité spécifique solide, e l'indice des vides, S_s la surface spécifique et C est un facteur permettant de prendre en compte la forme et la tortuosité des canaux entre les grains.

Les auteurs proposent de l'utiliser sous une forme logarithmique (Eq. II. 2) :

$$\log(K_{sat}) = A + \log\left(\frac{e^3}{(1 + e)G_s^2 S_s^2}\right) \quad \text{Eq. II. 2}$$

où le paramètre A varie entre 0,29 et 0,51 si C varie entre 0,2 et 0,5.

Les auteurs obtiennent les meilleurs corrélations pour $A = 0,5$. L'équation Eq. II. 2 se réécrit alors :

$$K_{sat} = \sqrt{10} \frac{e^3}{(1 + e)G_s^2 S_s^2} \quad \text{Eq. II. 3}$$

Cette relation ne fait intervenir que l'indice des vides e , la surface spécifique S_s et la densité spécifique solide G_s , qui peut être considérée comme une constante.

- B. De façon proche, Mbonimpa et al. (2002) ont développé une méthode prédictive basée sur deux équations (Eq. II. 4a et Eq. II. 4b), respectivement suivant que le sol considéré est granulaire ou argileux.

$$K_{sat} = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} C_U^{1/3} d_{10}^2 \frac{e^{3+x}}{1+e} \quad \text{Eq. II. 4a}$$

$$K_{sat} = C_P \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{1}{\rho_s^2 LL^{2x}} \frac{e^{3+x}}{1+e} \quad \text{Eq. II. 4b}$$

Dans le cas de la formulation granulaire (Eq. II. 4a), la perméabilité à saturation dépend des paramètres d_{10} et C_U issus de la courbe granulométrique. Pour un sol argileux (Eq. II. 4b), l'indice de liquidité LL ($\chi = 1,5$) et la densité solide des grains ρ_s sont utilisés.

La perméabilité dépend dans les deux cas d'un coefficient ($C_G = 0,1$ et $C_P = 5,6 \text{ g}^2 \cdot \text{m}^{-4}$) et du rapport entre la densité volumique de l'eau γ_w et de la viscosité dynamique μ_w .

Ces formulations font également intervenir l'indice des vides par le rapport $e^{3+x}/1+e$, où x peut être pris égal à 2 dans le cas granulaire et dépend de la limite de liquidité dans le cas argileux par la relation $x = 7,7LL^{-0,15} - 3$.

Nous retenons les deux méthodes précédentes car elles présentent les avantages d'avoir été développées pour tous les types de sols et d'être bien adaptées pour l'estimation de la perméabilité d'un mélange de matériaux argileux et granulaires, ce qui est généralement le cas pour les ouvrages hydrauliques en remblai. La relation proposée par Chapuis et Aubertin (2003) présente la difficulté de nécessiter l'évaluation précise de la surface spécifique d'un sol. Dans la relation, par (Mbonimpa et al., 2002), une pondération entre les équations Eq. II. 4a et Eq. II. 4b pourrait être envisagée pour l'estimation de la perméabilité du mélange.

II.2.2 MODELISATION DES PARAMETRES D'ENTREE DU MODELE HYDRAULIQUE

Une fois la (les) méthode(s) de prédiction identifiée(s), l'étape suivante (étape 2) vise à modéliser les paramètres rentrant en considération dans le modèle hydraulique aux éléments finis.

D'une part, nous cherchons à modéliser de façon probabiliste les paramètres que la (les) méthode(s) de prédiction fait (font) intervenir, et qui sont généralement la granulométrie, les limites d'Atterberg, la surface spécifique et l'indice des vides. Nous proposons pour cela deux traitements des données à réaliser en parallèle : un traitement statistique (étape 2a) qui permet de modéliser certains des paramètres par des variables aléatoires, et un traitement géostatistique (étape 2b) donnant la représentation de la variabilité spatiale d'autres paramètres sous forme de champs aléatoires. Ces deux traitements sont complémentaires afin de modéliser de façon probabiliste la perméabilité et sa variabilité spatiale à partir des relations la reliant aux caractéristiques physiques du sol.

D'autre part, nous présentons une méthodologie permettant d'obtenir une modélisation, déterministe ou probabiliste, des paramètres autres que la perméabilité, courbe de rétention et coefficients d'anisotropie, que nécessite également le modèle hydraulique (étape 2c).

II.2.2.1 Analyse de la variabilité intrinsèque par analyse statistique des paramètres intervenant dans les méthodes de prédiction de la perméabilité (étape 2a)

Cette section présente des démarches et méthodes permettant de représenter la variabilité intrinsèque de certains paramètres dont dépend la plupart des relations empiriques listées dans le Tableau II. 1. Elles sont basées sur une analyse statistique qui va nous fournir les paramètres de tendance centrale (moyenne, médiane,...) et de dispersion (écart-type, fractiles, extrema,...) permettant la modélisation des paramètres incertains par variables aléatoires.

Modélisation de la limite de liquidité

Les échantillons prélevés durant la phase d'études, et parfois durant la construction des barrages en remblai, font généralement l'objet d'essais de laboratoire comprenant des essais d'identification avec mesure des limites d'Atterberg. Suivant le nombre de prélèvements, on dispose d'un échantillon plus ou moins important de limites de liquidité, sur lequel il est possible d'ajuster une distribution statistique.

On dispose généralement de quelques dizaines de valeurs mesurées de ce paramètre dans le cas d'un projet de barrage en remblai, ce qui permet d'en faire une analyse statistique. La variance de l'échantillon de valeurs est réduite par le fait que les essais sont réalisés logiquement sur des matériaux ayant une plasticité homogène, l'objet de ces mesures en phase d'études étant d'identifier des matériaux provenant des zones d'emprunt ayant la plasticité recherchée pour la construction.

Modélisation de la granulométrie

Des analyses granulométriques sont également réalisées sur les échantillons prélevés durant la phase d'études, auxquelles s'ajoutent celles effectuées durant la construction du barrage pour contrôler sa mise en œuvre.

Ces courbes granulométriques peuvent être traitées de façon statistique en les regroupant par matériaux suivant le type de barrage auquel on est confronté (ouvrage homogène ou zoné). Il est également nécessaire dans un premier temps de dissocier les courbes provenant d'échantillons naturels (phase étude) de ceux provenant d'échantillons compactés (phase chantier). On pourra associer ces deux groupes dans le cas où les deux fuseaux définis par les courbes sont proches, c'est-à-dire que le compactage du remblai ne modifie que légèrement la granulométrie du matériau mis en place.

Les études et la construction d'un barrage en remblai pouvant s'étaler sur plusieurs années, les courbes granulométriques disponibles sur un projet de barrage peuvent ne pas avoir toutes été effectuées par le même laboratoire, le même expérimentateur, et sur la même période de temps. Les différentes analyses granulométriques ne sont donc pas toujours toutes effectuées en utilisant les mêmes jeux de tamis. Représenter mathématiquement ces courbes granulométriques par une équation peut donc présenter l'avantage d'uniformiser les données disponibles.

(Fredlund et al., 2000) proposent deux formes d'équation, une unimodale (Eq. II. 5a) et une bimodale (Eq. II. 5b), permettant de représenter de façon satisfaisante une courbe granulométrique donnée :

$$P_p(d) = \frac{1}{\left\{ \ln \left[\exp(1) + \left(\frac{a_{gr}}{d} \right)^{n_{gr}} \right] \right\}^{m_{gr}}} \times \left\{ 1 - \frac{\left[\ln \left(1 + \frac{d_{rgr}}{d} \right) \right]^7}{\left[\ln \left(1 + \frac{d_{rgr}}{d_m} \right) \right]^7} \right\} \quad \text{Eq. II. 5a}$$

$$P_p(d) = \left\{ w \left[\frac{1}{\left\{ \ln \left[\exp(1) + \left(\frac{a_{bi}}{d} \right)^{n_{bi}} \right] \right\}^{m_{bi}}} \right] + (1-w) \left[\frac{1}{\left\{ \ln \left[\exp(1) + \left(\frac{j_{bi}}{d} \right)^{k_{bi}} \right] \right\}^{l_{bi}}} \right] \right\} \times \left\{ 1 - \frac{\left[\ln \left(1 + \frac{d_{rbi}}{d} \right) \right]^7}{\left[\ln \left(1 + \frac{d_{rbi}}{d_m} \right) \right]^7} \right\} \quad \text{Eq. II. 5b}$$

avec :

$P_p(d)$: pourcentage passant en masse un tamis de diamètre d ;

(a_{gr}, n_{gr}, m_{gr}) et $(a_{bi}, n_{bi}, m_{bi}, j_{bi}, k_{bi}, l_{bi})$: paramètres relatifs à la forme des courbes ;

d_{rgr} et d_{rbi} : paramètres relatifs à la quantité de fines ;

d_m : diamètre de la plus petite particule admissible ;

w : coefficients de pondération des modes.

Les jeux de paramètres $(a_{gr}, n_{gr}, m_{gr}, d_{rgr}, d_m)$ et $(a_{bi}, n_{bi}, m_{bi}, j_{bi}, k_{bi}, l_{bi}, d_{rbi}, d_m, w)$ relatifs respectivement aux formes unimodale et bimodale sont des paramètres à ajuster pour chacune des courbes granulométriques que l'on va chercher à ajuster. Les auteurs montrent cependant que la valeur de d_{rgr} (respectivement d_{rbi}) peut être fixée à 0,001 mm. De la même façon, celle de d_m peut être fixée au préalable par l'utilisateur.

Nous proposons dans notre démarche de représenter chacune des courbes granulométriques disponibles suivant la forme qui s'ajuste le mieux aux données expérimentales parmi les deux définies par (Fredlund et al., 2000). Une représentation mathématique de chaque courbe granulométrique est alors disponible.

Pour chaque représentation mathématique, nous proposons de calculer ensuite les pourcentages passants correspondant à un jeu de diamètres que l'on se fixe. Il est alors possible d'obtenir les distributions statistiques des pourcentages passants correspondant à chaque diamètre. Nous sommes donc en mesure, à la suite de ce traitement, d'engendrer de façon probabiliste une courbe granulométrique correspondant à un matériau donné.

Modélisation de la surface spécifique

La surface spécifique du matériau est délicate à déterminer. Plusieurs méthodes existent pour mesurer cette quantité sur un échantillon de sol, mais elles ne sont que très rarement appliquées en mécanique des sols et en hydrogéologie (Chapuis et Aubertin, 2003). En ce qui concerne les ouvrages hydrauliques en remblai, nous n'avons pas connaissance de mesures de la surface spécifique faite sur des échantillons de sols prélevés sur les zones d'emprunt ou directement sur l'ouvrage.

Certains auteurs se sont intéressés à l'estimation de cette grandeur à partir de paramètres géotechniques simples. Parmi eux, (Chapuis et Légaré, 1992) et (Fooladmand, 2011) proposent des méthodes d'estimation de la surface spécifique basées uniquement sur la connaissance de la courbe

granulométrique. La méthode de Chapuis et Légaré (1992) concerne seulement les sols granulaires non plastiques. Elle part du principe que si d est le diamètre d'une sphère ou le côté d'un cube de densité solide ρ_s , la surface spécifique S_s (en $m^2.kg^{-1}$) d'un groupe de ces sphères ou cubes est donnée par la relation :

$$S_s(d) = \frac{6}{d\rho_s} \quad \text{Eq. II. 6}$$

Ces auteurs précisent que de nombreux développements théoriques se sont basés sur l'équation ci-dessus (Eq. II. 6) pour calculer la surface spécifique en ajoutant des considérations de forme ou de rugosité. Ils proposent cependant de l'utiliser simplement au moyen de la relation suivante (Eq. II. 7) :

$$S_s(d) = \frac{6}{\rho_s} \sum \frac{P_{No.D} - P_{No.d}}{d} \quad \text{Eq. II. 7}$$

où $P_{No.D} - P_{No.d}$ est le pourcentage de la masse solide inférieure au diamètre D et supérieure au diamètre d . Si d_{min} est le plus petit diamètre mesuré de la courbe granulométrique, une taille équivalente d_{eq} doit être définie pour toutes les particules dont la taille est inférieure à d_{min} (Eq. II. 8) :

$$d_{eq}^2 = \frac{1}{d_{min}} \int_0^{d_{min}} y^2 dy = \frac{d_{min}^2}{3} \quad \text{Eq. II. 8}$$

Cette méthode a été utilisée par Chapuis et Aubertin (2003) pour estimer la surface spécifique des sols non plastiques à prendre en compte dans la relation de Kozeny-Carman.

En ce qui concerne les sols fins plastiques, il a été montré que la surface spécifique peut être estimée à partir de corrélations expérimentales sur des paramètres géotechniques comme par exemple les limites de consistance, et plus particulièrement la limite de liquidité LL .

Chapuis et Aubertin (2003) utilisent les données de cinq études pour montrer une corrélation linéaire entre $1/S_s$ et $1/LL$ ($R^2 = 0,88$), valable pour $LL < 110\%$ (Eq. II. 9a). Mbonimpa et al. (2002) proposent de relier la surface spécifique à la limite de liquidité par une loi puissance et leur relation donne des résultats très similaires à celle proposée par les auteurs précédents (Chapuis, 2012). Enfin, (Dolinar, 2009) propose une relation linéaire reliant la surface spécifique à la limite de liquidité et à la proportion de fines p (Eq. II. 9b).

$$\frac{1}{S_s} = \frac{1,3513}{LL} - 0,0089 \quad \text{Eq. II. 9a} \quad S_s = (LL - 31,91p)/0,81 \quad \text{Eq. II. 9b}$$

avec S_s en $m^2.g^{-1}$ si LL est exprimé en pourcentage.

Ainsi, en utilisant les données issues des phases d'études et de construction d'un ouvrage hydraulique (courbes granulométriques et essais d'identification), il est possible d'identifier les paramètres de variables aléatoires représentant la limite de liquidité et les pourcentages passants pour certains diamètres donnant une courbe granulométrique aléatoire. La surface spécifique est ensuite déduite à partir de la limite de liquidité ou de la courbe granulométrique en fonction du type de sol.

II.2.2.2 Modélisation de la variabilité spatiale de la perméabilité (étape 2b)

Le traitement statistique des données présenté au paragraphe précédent permet d'estimer de façon probabiliste trois des paramètres rentrant dans la formulation de la méthode de prédiction de la conductivité hydraulique du remblai, mais il ne permet pas d'en représenter la variabilité spatiale au sein de l'ouvrage. Nous proposons ici une méthodologie pour le faire grâce à un traitement géostatistique des mesures de contrôle de compactage. Il a été vu précédemment que, sur la plupart des projets de barrage, ces mesures de contrôle sont réalisées en grande quantité et peuvent être directement géoréférencées durant la construction. Si ce n'est pas le cas, elles peuvent être localisées a posteriori après analyse des relevés de chantier qui comportent la date de la mesure et la couche contrôlée.

Dans le cas général, les mesures de contrôle de compactage s'intéressent à la densité sèche et à la teneur en eau du matériau. Mais ce traitement géostatistique pourrait être mené sur un autre paramètre comme par exemple, dans le cas cité par (Smith et Konrad, 2011), sur les analyses granulométriques réalisées sur le remblai en construction.

Nous proposons de se baser sur une analyse géostatistique des données de contrôle de compactage disponibles généralement en plus grand nombre pour représenter la variabilité spatiale d'un champ physique (densité sèche, porosité, etc.) par un champ aléatoire, l'objectif étant ensuite de proposer une méthodologie pour obtenir le champ aléatoire de perméabilité à partir de ce dernier.

Analyse géostatistique des mesures de contrôle de compactage

La connaissance de la localisation des mesures de contrôle de compactage au sein du remblai permet de calculer les variogrammes expérimentaux à partir de la relation Eq. I. 18 suivant chaque axe à partir des valeurs mesurées et de la distance h entre chaque point de mesure. Les données doivent être prises en compte dans leur globalité si on s'intéresse à un ouvrage homogène. Elles doivent par contre être sectorisées si l'ouvrage est zoné et que les matériaux des différentes zones présentent des contrastes dans leurs caractéristiques ou si les zones ont été mises en place indépendamment.

Un modèle variographique (cf. Tableau I. 7) est ensuite à ajuster sur les variogrammes expérimentaux. Les longueurs de corrélation dans chacune des directions se déduisent des variogrammes théoriques en déterminant la portée de chacun d'entre eux.

Un traitement statistique des valeurs des mesures de contrôle de compactage permet d'en connaître notamment la distribution, la moyenne et l'écart-type. Une fois ces paramètres connus en plus des longueurs de corrélation, il est possible de représenter la variabilité spatiale du paramètre « densité sèche » par champ aléatoire (en faisant l'hypothèse de champ gaussien stationnaire).

Modélisation de la perméabilité par champ aléatoire

L'objectif est d'obtenir le champ aléatoire de perméabilité à partir de celui issu de l'analyse géostatistique des mesures de contrôle de compactage et en utilisant la méthode de prédiction choisie.

La densité sèche du remblai mesurée sur les différentes couches est dépendante de la densité naturelle issue du sol prélevé sur les zones d'emprunt, mais surtout des conditions de compactage apporté au matériau. Le compactage influence de plus fortement la structure des grains et la distribution des pores au sein du remblai, ce qui a une répercussion sur la perméabilité, notamment dans le cas de sols plastiques (Leroueil et al., 2002; Watabe et al., 2000). La densité sèche ρ_d d'un sol peut être reliée à l'indice des vides par une relation de la mécanique des sols faisant intervenir la densité spécifique des grains ρ_s (Eq. II. 10) :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad \text{Eq. II. 10}$$

La densité spécifique du sol peut être considérée comme constante, ce paramètre étant relativement peu variable avec des valeurs comprises autour de 2700 kg.m^{-3} . Dans le cas des barrages en remblai, la similarité minéralogique des zones d'emprunt, proches dans l'espace, permet de valider l'hypothèse de constance de la densité solide ρ_s .

Nous proposons de modéliser la variabilité spatiale de la perméabilité à partir de celle de la densité sèche, qui est généralement le paramètre disponible en grande quantité et sur lequel l'analyse géostatistique peut être menée. Il intervient de plus indirectement dans de nombreuses méthodes de prédiction via l'indice des vides et la relation Eq. II .10.

Le champ aléatoire de perméabilité s'obtient ainsi en intégrant la relation Eq. II .10 dans la méthode de prédiction de la perméabilité choisie et en représentant les autres paramètres dont elle dépend par des variables aléatoires. La connaissance de la variabilité spatiale d'un seul paramètre dont dépend la méthode de prédiction choisie suffit à représenter celle de la perméabilité.

Par exemple, considérons que l'équation Eq. II. 4a est choisie comme méthode de prédiction de la perméabilité car on dispose des données suffisantes, qu'elle correspond au matériau de l'ouvrage étudié et qu'elle permet de retrouver l'ordre de grandeur de perméabilité mesuré. Elle dépend du coefficient d'uniformité C_U , du diamètre d_{10} et de l'indice des vides e , donc de la granulométrie et de la densité sèche.

Si, sur cet exemple de barrage, le contrôle de compactage a consisté en des mesures de densité sèche et de teneur en eau en grande quantité et avec géolocalisation, le champ aléatoire de densité sèche peut être obtenu par un traitement géostatistique. Les variables restantes, C_U et d_{10} peuvent être représentée par des variables aléatoires si quelques courbes granulométriques sont disponibles sur le matériau de l'ouvrage. Le champ aléatoire de perméabilité se déduit enfin par la relation Eq. II. 4a.

Dans certains cas, il se peut que l'on dispose sur le barrage considéré d'un grand nombre de données concernant d'autres paramètres que la densité sèche (granulométries par exemple comme c'est le cas dans (Smith et Konrad, 2011)). Le traitement géostatistique peut alors être mené sur d'autres paramètres que la densité sèche et le champ aléatoire de perméabilité peut être obtenu par la méthode de prédiction choisie à partir de champs aléatoires relatifs à plusieurs variables.

*II.2.2.3 Modélisation de la courbe de rétention et de l'anisotropie (étape 2c)***Courbes de rétention**

Il a été vu dans la première partie (cf. I.3.3) que considérer le remblai d'un ouvrage hydraulique comme totalement saturé est une hypothèse forte et peu réaliste. La modélisation du barrage doit donc prendre en compte le comportement non saturé des sols.

Il existe dans la littérature plusieurs formulations de la courbe de rétention avec différents paramètres, qui peuvent être utilisées dans notre travail (Fredlund et al., 2000). A ce titre, la formulation proposée par Van Genuchten (1980), décrite par les équations Eq. I. 3 et Eq. 1. 4, est largement utilisée dans la littérature. Ces formulations dépendent toutes de paramètres difficiles à estimer sans des essais de laboratoire spécifiques. L'influence de ces paramètres sur le calcul final des pressions interstitielles est de plus très modérée. Ces paramètres sont donc supposés déterministes dans notre démarche de calcul.

Plusieurs auteurs ont travaillé sur des méthodes permettant d'estimer la courbe de rétention en eau d'un sol à partir de propriétés géomécaniques facilement mesurables. Parmi eux, Gupta et Larson (1979) proposent une relation relativement simple faisant intervenir les proportions en sables, limons, argiles et matière organique, ainsi que la densité volumique (Eq. II. 11). Les coefficients a, b, c, d , et e sont déterminés à partir d'une estimation statistique des teneurs en eau pour différentes valeurs de succion matricielle.

$$\theta_p = a \times \text{sable}(\%) + b \times \text{limon}(\%) + c \times \text{argile}(\%) + d \times \text{matière organique}(\%) + e \times \text{densité volumique (g.cm}^{-3}\text{)} \quad \text{Eq. II. 11}$$

Plus tard, Fredlund et al. (2002) ont développé d'autres méthodes permettant d'utiliser les caractéristiques granulométriques du sol pour en déduire sa courbe de rétention. C'est d'ailleurs dans cet objectif que (Fredlund et al., 2000) ont cherché à représenter les courbes granulométriques par une équation mathématique. Chaque courbe granulométrique disponible sur l'ouvrage en remblai étudié permet d'obtenir une courbe de rétention. La formulation choisie (Van Genuchten ou autre) est ensuite ajustée sur chaque courbe de rétention obtenue à partir d'une courbe granulométrique. Cela permet d'obtenir, pour chaque type de sol, un échantillon pour chaque paramètre (α, n et m dans le cas de l'équation Eq. I. 3). Les valeurs retenues correspondent au final aux moyennes de ces échantillons.

(Aubertin et al., 2003) proposent également un jeu d'équations développé pour prédire la courbe de rétention d'eau. Dans leur modèle, le degré de saturation S_r dépend d'une composante créée par des forces capillaires et d'une composante liée aux forces d'adhésion. Elles peuvent être toutes deux estimées à partir de propriétés géotechniques simples comme le coefficient d'uniformité C_U , le diamètre d_{10} , la limite de liquidité LL , l'indice des vides e ou la densité sèche ρ_s .

Les méthodes décrites par ces travaux pour l'obtention de la courbe de rétention sont directement applicables dans la démarche probabiliste proposée. Le choix de l'une ou l'autre est à faire en fonction des données disponibles sur le barrage, et surtout en fonction des degrés d'importance et de précision avec lesquels on souhaite représenter ces courbes, sachant que généralement, pour un ouvrage en remblai, on ne dispose pas de mesures expérimentales permettant de valider les courbes de rétention obtenues par ces méthodes.

Coefficients d'anisotropie

Bien qu'il n'y ait guère d'information quantifiable sur l'anisotropie, celle-ci a une influence considérable sur la ligne piézométrique dans l'ouvrage et ne peut pas être prise en compte de façon déterministe.

L'origine de l'anisotropie dans les barrages en remblai, et en particulier dans les matériaux plus fins utilisés pour la construction des noyaux, est inhérente à leur mode de construction par couches compactées successivement. Celui-ci peut induire une perméabilité horizontale plus élevée que la perméabilité verticale, ce qui a des conséquences potentiellement importantes sur le réseau d'écoulement au sein du remblai (CFBR, 2015). La littérature technique n'est pas très développée sur le sujet, et des valeurs du coefficient d'anisotropie $r_k = K_x/K_z$ comprises entre 1 et 10 sont souvent adoptées pour considérer ces hétérogénéités (Hnang, 1996; Leroueil et al., 2002; Scholes, 2007; Smith et Konrad, 2011), mais, dans certains cas particuliers, les perméabilités horizontale et verticale peuvent différer de deux voire trois ordres de grandeur.

Dans la démarche proposée, si aucun élément géotechnique ne permet d'estimer la valeur de ce coefficient d'anisotropie, l'incertitude sur ce paramètre est à représenter comme une variable aléatoire sur une plage de valeurs réaliste en fonction du matériau considéré.

II.2.3 MODELISATION PROBABILISTE DE L'ECOULEMENT DANS UN REMBLAI

La section précédente a permis de montrer qu'à partir d'une méthode prédictive (étape 1), il était possible de représenter la variabilité spatiale de la perméabilité par un champ aléatoire (étape 2) en utilisant les données indirectes telles que celles issues du contrôle de compactage. Elle a également montré comment prendre en compte les paramètres d'entrée autres que la perméabilité (courbe de rétention et anisotropie) dans la modélisation hydraulique.

Une fois ces deux premières étapes réalisées, il est nécessaire, pour obtenir la variabilité des pressions interstitielles, d'utiliser un modèle hydraulique pour les calculer et propager les incertitudes sur les paramètres d'entrée.

II.2.3.1 Calcul des pressions interstitielles par la MEF (étape 3a)

Nous proposons d'effectuer le calcul des pressions interstitielles à partir d'un modèle hydraulique mettant en œuvre la méthode des éléments finis (cf. I.4.3.6). Le modèle aux éléments finis résout l'équation de Richards (Eq I. 7) en condition de régime permanent et/ou transitoire en fonction de la situation que l'on souhaite étudier (cf. I.3.1.1) et des actions associées (cf. I.3.1.2). Le comportement non saturé des sols et l'anisotropie de la conductivité hydraulique sont à considérer dans la modélisation.

Le code de calcul aux éléments finis à utiliser doit permettre l'implémentation et/ou la génération de champs aléatoires à partir des traitements des données réalisés au préalable. Certains logiciels commerciaux vont permettre cela mais de manière bridée, avec les paramètres et des fonctionnalités fixes définis par le développeur. Nous proposons d'utiliser un code éléments finis plus ouvert laissant le choix des méthodes pour prendre en compte i) la caractérisation probabiliste des paramètres d'entrée, ii) la prédiction de la perméabilité, iii) la génération et/ou la discrétisation des champs aléatoires (cf. I.4.1.2).

Le modèle hydraulique aux éléments finis permet d'obtenir les pressions interstitielles en tout point du maillage, les champs de charge totale, de saturation et de succion matricielle. Il permet in fine de déterminer également la ligne piézométrique, correspondant à la ligne de pression nulle.

II.2.3.2 Modélisation de la variabilité des pressions interstitielles (étape 3b)

La modélisation de la variabilité des pressions interstitielles est basée sur des simulations de Monte-Carlo, dont le principe général est le suivant :

- tirage aléatoire des valeurs des différents paramètres d'entrée à partir de leur modélisation sous forme de variables ou de champs aléatoires d'après les analyses effectuées aux étapes 1 et 2 ;
- calcul hydraulique des pressions interstitielles, pour chaque tirage effectué, grâce au modèle EF de l'étape 3a ;
- extraction des résultats du modèle EF relatifs à chacun des tirages : champ de pressions interstitielles, pressions en des points particuliers, ligne piézométrique, si possible débit à travers l'ouvrage... ;
- itération sur un nombre important de simulations, jusqu'à convergence des résultats ;
- traitements des résultats de toutes les simulations pour caractériser la variabilité spatiale des pressions interstitielles ;
- comparaison (si possible) avec les mesures d'auscultation pour validation de la démarche.

Ces différentes étapes peuvent être effectuées soit directement par le code élément finis ou par la mise en œuvre de différents logiciels interagissant (

Figure II. 2), sachant que les logiciels A, B, C et D notés sur la figure peuvent être les mêmes. Par exemple nous détaillons dans la section suivante l'application de cette démarche en utilisant le code de fiabilité OpenTURNS (Dutfoy et al., 2009) couplé avec le code éléments finis Cast3M (CEA, 2015).

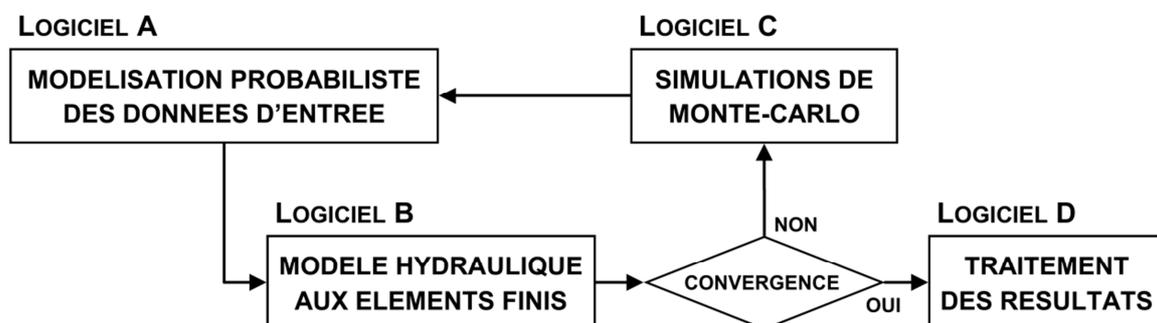


Figure II. 2 Schéma de principe de l'interaction entre logiciels pour la résolution du problème hydraulique

II.2.4 SYNTHÈSE DE LA DEMARCHE PROPOSÉE

Ce chapitre a permis de montrer qu'une démarche probabiliste basée sur des données réelles peut être mise en place pour modéliser la variabilité des pressions interstitielles au sein d'un barrage en remblai. Une telle démarche demande :

- le choix d'une ou plusieurs méthodes de prédiction de la perméabilité (étape 1) ;
- une analyse statistique des données disponibles sur l'ouvrage considéré (étape 2a) : elle a pour but de représenter les paramètres de la méthode prédictive par des variables aléatoires ;
- une analyse géostatistique des données localisées, généralement celles provenant du contrôle de compactage (étape 2b) : elle permet de représenter la variabilité spatiale des matériaux au sein du remblai sous forme de champs aléatoires et d'obtenir au final celui de perméabilité ;
- une caractérisation des paramètres d'entrée du modèle hydraulique autres que la perméabilité (étape 2c). Elle est déterministe et basée sur les données disponibles en ce qui concerne la courbe de rétention, et probabiliste et hypothétique pour l'anisotropie si aucune donnée ne permet son estimation a priori ;
- un modèle aux éléments finis permettant de résoudre l'équation d'écoulement en prenant en compte certaines hypothèses comme l'anisotropie ou la condition de non saturation et la représentation des paramètres par des champs aléatoires (étape 3a) ;
- la réalisation de simulations de Monte-Carlo afin de rendre compte de la variabilité des pressions interstitielles (étape 3b).

Les éléments théoriques de la démarche ont été proposés. Il s'agit désormais de montrer son applicabilité dans le cas d'un exemple réel de barrage en remblai. C'est l'objet de la section suivante.

II.3 APPLICATION AU CAS D'ETUDE

Le chapitre précédent décrit notre proposition de démarche pour une modélisation probabiliste des pressions interstitielles d'un ouvrage hydraulique en remblai utilisant un champ aléatoire de perméabilité alimenté à partir de données réelles. Afin de montrer que cette démarche est opérationnelle, elle est appliquée au cas du barrage de la Sillonnière décrit dans la première partie (cf. I.5).

Dans un premier temps, nous indiquons les données disponibles sur l'ouvrage étudié qui sont utilisées dans cette démarche. Nous appliquons ensuite la démarche présentée dans la section précédente afin d'obtenir la variabilité des pressions interstitielles. Nous comparons enfin les résultats avec les mesures d'auscultation du barrage d'étude.

II.3.1 DONNEES DISPONIBLES

II.3.1.1 Mesures de perméabilité

Nous disposons des mesures de perméabilité suivantes sur le barrage de la Sillonnière :

- concernant les zones d'emprunt ayant servi à la construction de l'ouvrage, trois mesures en laboratoire sont disponibles : une relative aux graves sableuses constituant les recharges et deux pour les limons du noyau (Tableau II. 2) ;
- d'autres mesures de perméabilité ont été réalisées in situ sur les planches d'essais effectuées sur les sous-classes M1, M2 et M3 des matériaux des recharges (cf. I.5.2). Les perméabilités mesurées sur les planches d'essai sont relativement homogènes pour chacun des sous matériaux M_i . On constate qu'il y a un écart d'un à deux ordres de grandeur entre la perméabilité du matériau M1 et celle du matériau M3, qui est plus grossier. Il y aura donc intérêt à différencier le matériau de la recharge amont (constituée d'un mélange M1-M2) de celui de la recharge aval (constituée majoritairement d'un mélange M2-M3) ;
- Seules deux valeurs de perméabilité sont disponibles sur les limons dont est constitué le noyau mais elles permettent de montrer que l'ordre de grandeur est bien inférieur à celui des recharges et qu'il se situe entre 1×10^{-9} et $1 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$.

Tableau II. 2 Barrage d'étude – mesures de perméabilité disponibles

Matériau	LABORATOIRE			IN SITU (PLANCHES D'ESSAI)		
	RAM&RAV	NOY	NOY	M1	M2	M3
Type mesure				Porchet	Porchet	Matsuo
$K_{mesurée} \text{ (m.s}^{-1}\text{)}$	$5,0 \times 10^{-7}$	$7,0 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-9}$	$9,0 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-5}$	$2,8 \times 10^{-5}$
				$1,0 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-5}$	$4,8 \times 10^{-5}$
				$4,0 \times 10^{-6}$	$1,4 \times 10^{-4}$	$4,3 \times 10^{-5}$
				$3,0 \times 10^{-6}$		

II.3.1.2 Courbes granulométriques

Nous disposons d'un total de 64 analyses granulométriques : 37 relatives aux matériaux des recharges amont et aval contre 27 pour le noyau.

Ces analyses ont été effectuées soit sur les prélèvements réalisés sur les zones d'emprunt, soit sur les planches d'essai des matériaux des recharges compactés, soit sur des échantillons prélevés sur le remblai en cours de construction. Elles sont toutes regroupées sur la Figure II. 3. Pour les recharges amont et aval, nous considérons que les analyses granulométriques réalisées en phase d'étude sont communes aux deux zones, alors que celles réalisées en phase chantier (planches d'essais et construction) sont distinctes (cf. Annexe B) : l'échantillon de courbes granulométriques est divisé en deux groupes suivant que les échantillons aient été prélevés en phase chantier sur la recharge amont (RAM) ou la recharge aval (RAV). Ainsi, 22 courbes permettent de décrire la granulométrie du matériau de la recharge amont (RAM), et 25 pour celle de la recharge aval (RAV).

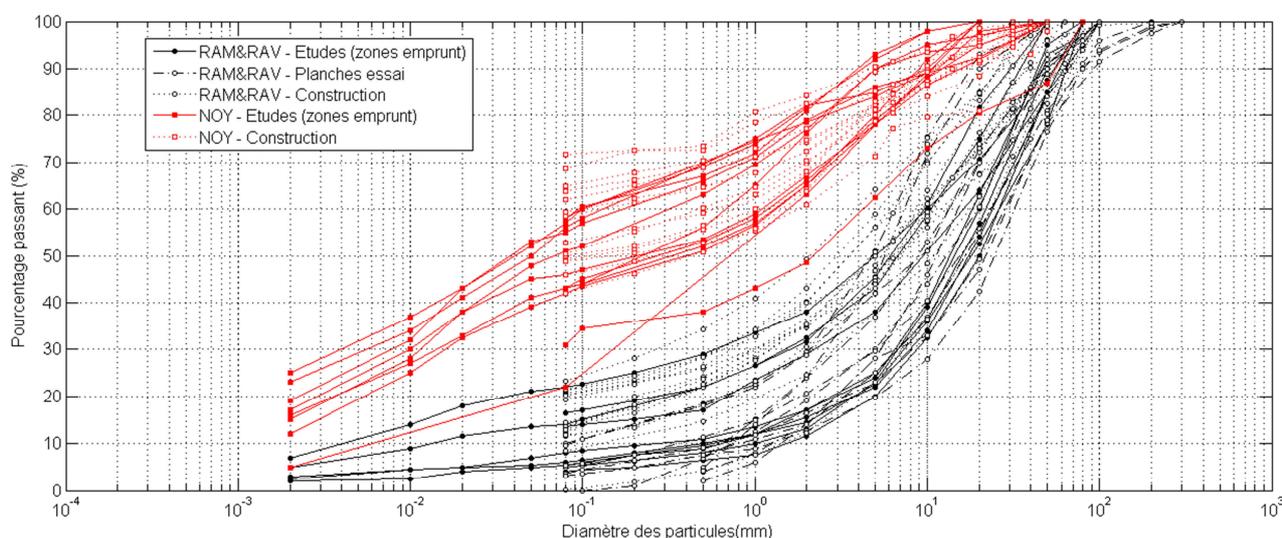


Figure II. 3 Barrage d'étude – courbes granulométriques disponibles

La Figure II. 3 montre qu'il y a relativement peu de différences pour chaque type de matériau entre les courbes issues des études et celles provenant du chantier, bien que dans le cas des limons du noyau (NOY) la variabilité du passant à 80 μm semble être plus importante en phase chantier. La Figure II. 3 permet également de bien distinguer les deux fuseaux de courbes noires et rouges correspondant respectivement aux matériaux des recharges et à celui du noyau :

- le matériau du noyau a une granulométrie bien étalée. Il ne comporte peu d'éléments grossiers, avec en moyenne environ 30 % de particules supérieures à 2 mm, contre environ 75 % pour ceux des recharges (Tableau II. 3). Le pourcentage d'éléments fins (< 2 μm) permet également de distinguer les deux matériaux avec environ 15 % pour les limons et moins de 5 % pour les graves sableuses ;
- le matériau des recharges comporte une partie importante d'éléments grossiers avec environ 75% de particules supérieures à 2 mm (Tableau II. 3). La partie fine est restreinte avec environ 10% de particules inférieures à 80 μm .

Tableau II. 3 Barrage d'étude – caractéristiques statistiques des analyses granulométriques

	Type de sol	Moyenne	CV (%)	Min	Max
Pourcentage passant d = 2 mm (%)	RAM	26,7	40,0	11,5	49,3
	NOY	71,5	11,4	48,5	84,2
	RAV	23,2	40,0	11,5	43,2
Pourcentage passant d = 80 µm (%)	RAM	13,2	46,8	4,0	23,2
	NOY	51,6	21,0	22,0	71,6
	RAV	9,0	64,9	0,0	22,0
Pourcentage passant d = 2 µm (%)	RAM	3,9	47,6	2,0	7,0
	NOY	16,5	35,6	5,0	25,0
	RAV	3,9	47,6	2,0	7,0

II.3.1.3 Essais d'identification

Les essais d'identification (mesures des limites d'Atterberg) disponibles ont tous été effectués durant la phase d'études sur les échantillons prélevés sur les zones d'emprunt. Nous disposons ainsi d'un nombre limité de mesures : 12 pour les limons sableux et 3 pour les graves sableuses. Le Tableau II. 4 résume les caractéristiques des essais d'identification.

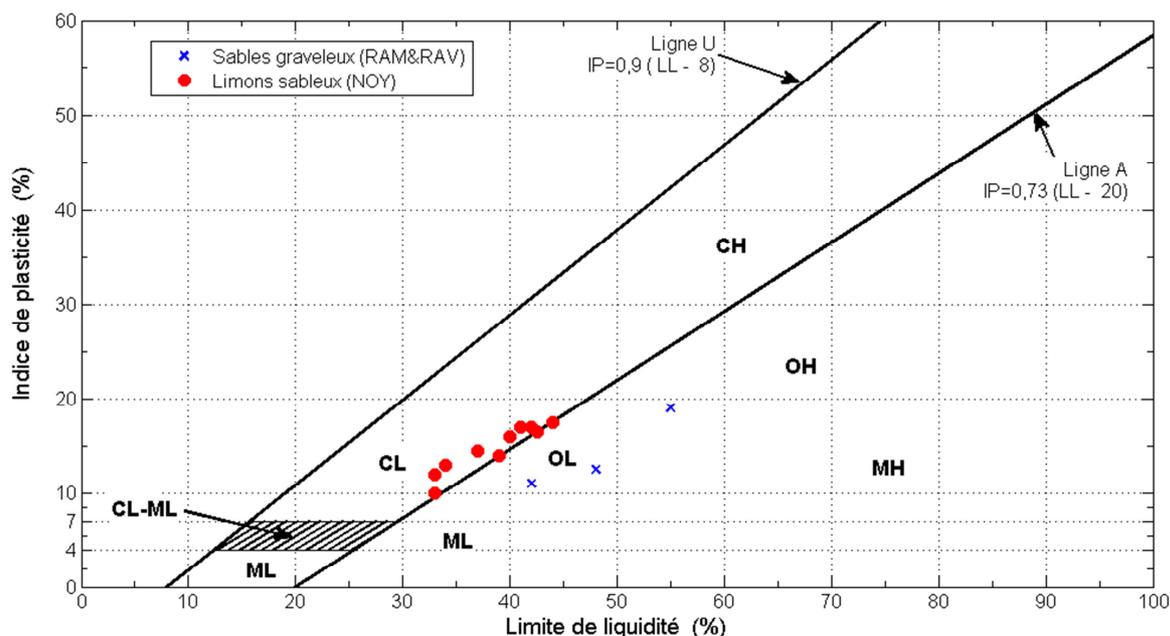
Tableau II. 4 Barrage d'étude - caractéristiques des essais d'identification

	Type de sol	Moyenne	CV (%)	Min	Max
Limite de liquidité (%)	RAM&RAV	48,3	11	42	55
	NOY	38,2	9,8	33	44
Indice de plasticité (%)	RAM&RAV	14,2	24,5	11	19
	NOY	14,5	15,3	10	17,5

Les deux matériaux ont une plasticité relativement faible ($10 < IP < 20$), et globalement semblable, même si les graves sableuses semblent avoir une limite de liquidité supérieure à celle des limons. Les essais d'identification disponibles sont reportés dans l'abaque de Casagrande (Figure II. 4), ce qui permet de bien distinguer les deux matériaux tout en montrant le fait qu'ils sont relativement proches en termes de comportement plastique.

II.3.1.4 Mesures de contrôle de compactage

Le compactage des couches du barrage de la Sillonnière a été contrôlé à l'aide d'un gammadensimètre Troxler mesurant la densité sèche et la teneur en eau. Les mesures ont été réalisées sur chacune des couches en différents points géolocalisés grâce à un dispositif spécifique (cf. I.5.3). Elles peuvent s'accompagner d'un prélèvement d'échantillon pour vérifier la teneur en eau en laboratoire. Nous rappelons que seules les mesures de l'horizon « 0-30 cm » (soit presque la hauteur totale de la couche) sont considérées. Le Tableau II. 5 résume les caractéristiques statistiques des mesures de contrôle de compactage et des essais de laboratoire associés considérées pour chacune des trois zones. Le tableau complet est disponible en annexe B, ainsi que les courbes représentant les profils de teneur en eau, de densité sèche, de densité sèche corrigée par les mesures de laboratoire, et de taux de compactage pour les trois. Ces graphiques représentent les points de mesures ainsi que la moyenne et l'écart-type par couche.



CL : argile de faible plasticité ; ML : limon ; OL : limon organique ; OH : argile organique ;

MH : limon à haute plasticité ; CH : argile à haute plasticité

Figure II. 4 Représentation des essais d'identification dans l'abaque de Casagrande

Tableau II. 5 Barrage d'étude - traitement statistique des mesures de contrôle de compactage

Zone	Paramètre	Teneur en eau Troxler (%)	Densité sèche Troxler	Densité humide Troxler	Teneur en eau labo (%)	Densité sèche corrigée labo
RAM	EFF	376	376	376		
	MIN	5,6	1,73	1,99		
	MAX	15,9	2,19	2,35		
	MOY	9,5	1,99	2,18		
	VAR	2,9	0,004	0,003		
NOY	EFF			469	419	419
	MIN			1,93	9,6	1,65
	MAX			2,23	21,7	1,98
	MOY			2,11	15,3	1,83
	VAR			0,002	4,2	0,003
RAV	EFF	333	333	333		
	MIN	4,70	1,68	1,88		
	MAX	14,5	2,2	2,37		
	MOY	8,3	2,05	2,21		
	VAR	3,3	0,005	0,003		

De façon générale, la variabilité suivant l'axe vertical semble plus marquée que la variabilité dans le plan horizontal : les mesures d'une même couche sont relativement proches alors qu'elles peuvent être assez différentes d'une couche à l'autre. Cela peut être dû à l'exploitation de zones d'emprunt différentes d'une couche à l'autre.

Le paramètre « densité sèche corrigée en laboratoire » est calculé à partir de la densité humide issue des mesures au Troxler corrigée par la teneur en eau mesurée en laboratoire sur un échantillon par la formule :

$$\gamma_{corr_labo} = \frac{\gamma_{h_troxler}}{1 + \omega_{labo}}$$

Pour le noyau, les courbes de densité sèche mesurée au Troxler et en laboratoire sont pratiquement confondues alors qu'on dispose de mesures de teneur en eau en laboratoire sur pratiquement toutes

les données. Cela montre que les teneurs en eau mesurées au Troxler sont très proches de celles mesurées en laboratoire et donc que les mesures de teneur en eau au Troxler sont représentatives. Au final, nous conserverons pour le noyau les mesures de teneur en eau issues du laboratoire, ainsi que les densités sèches associées.

Néanmoins, pour les recharges amont et aval, la densité sèche corrigée au laboratoire est pratiquement toujours supérieure à celle mesurée in situ au gammadensimètre. Si l'appareil Troxler n'est pas mis en cause, la teneur en eau mesurée en laboratoire est probablement inférieure à celle mesurée au Troxler à cause du séchage subi par les échantillons de graves sableuses. Contrairement au noyau, nous privilégierons donc les données issues des mesures Troxler pour les recharges amont et aval.

Les valeurs de taux de compactage sont généralement comprises entre 95% et 105%, preuve qu'il a est, dans l'ensemble, correctement effectué.

Finalement la Figure II. 5 illustre les histogrammes des densités sèches géolocalisées qui sont utilisées dans la suite de notre étude ce qui réduit l'échantillon de mesures (RAM : 248, NOY : 381, RAV : 272). Les courbes P-P (Probabilité-Probabilité) associées représentent la densité de probabilité empirique de chaque échantillon comparée à celle d'une loi normale de même moyenne et écart-type. Elles illustrent le fait que les distributions peuvent être représentées par des lois normales.

II.3.1.5 Mesures d'auscultation

Les mesures réalisées sur toutes les cellules ont été récupérées auprès du bureau d'études chargé du suivi du barrage. Les données sont disponibles dès le début de la mise en eau du barrage en 1998. Cependant, il y a une absence de mesures entre avril 1999 et février 2002. Les données fournies par le bureau d'études ne sont pas complètes, des mesures manquent sur certaines années. On dispose tout de même d'un nombre conséquent de mesures de pressions. A partir de 2004, le niveau du plan d'eau est également disponible (cf. Annexe B).

Les cellules de mesure de la pression interstitielle du dispositif d'auscultation du barrage d'étude sont disposées suivant trois profils principaux (P4, P5 et P6) et un profil supplémentaire qui ne dispose que d'une seule cellule (P7) (cf. Figure I. 24). Les cellules de pression sont disposées suivant un schéma identique sur les différents profils mais ne sont pas toujours placées à la même cote. Sur la Figure II. 6, leurs positions sont toutes ramenées sur le profil 4 (profil type de l'ouvrage). Sur ce profil, la cellule P4/2 a été doublée par l'ajout des cellules P4/8 et P4/9 du fait d'un doute sur la validité des mesures.

Nous cherchons à représenter la variabilité des pressions mesurées réellement sur le barrage d'étude pour la cote normale d'exploitation (50,00 m NGF). Pour cela, nous prenons en compte les cellules des différents profils d'auscultation et nous considérons la moyenne des mesures faites lorsque le plan d'eau est proche de la cote normale (± 50 cm) sur les cellules placées à la même position, même si elles ne sont pas à la même cote de pose. Cette hypothèse néglige le temps entre la variation de la cote du plan d'eau et l'établissement des pressions interstitielles, ce qui est justifiable par le fait que les mesures d'auscultation montrent une réponse rapide de l'ouvrage. Les cellules donnant des valeurs aberrantes et/ou inférieures à la cote de pose ont été écartées. Le Tableau II. 6 résume les résultats du traitement des mesures d'auscultation sur les différentes cellules.

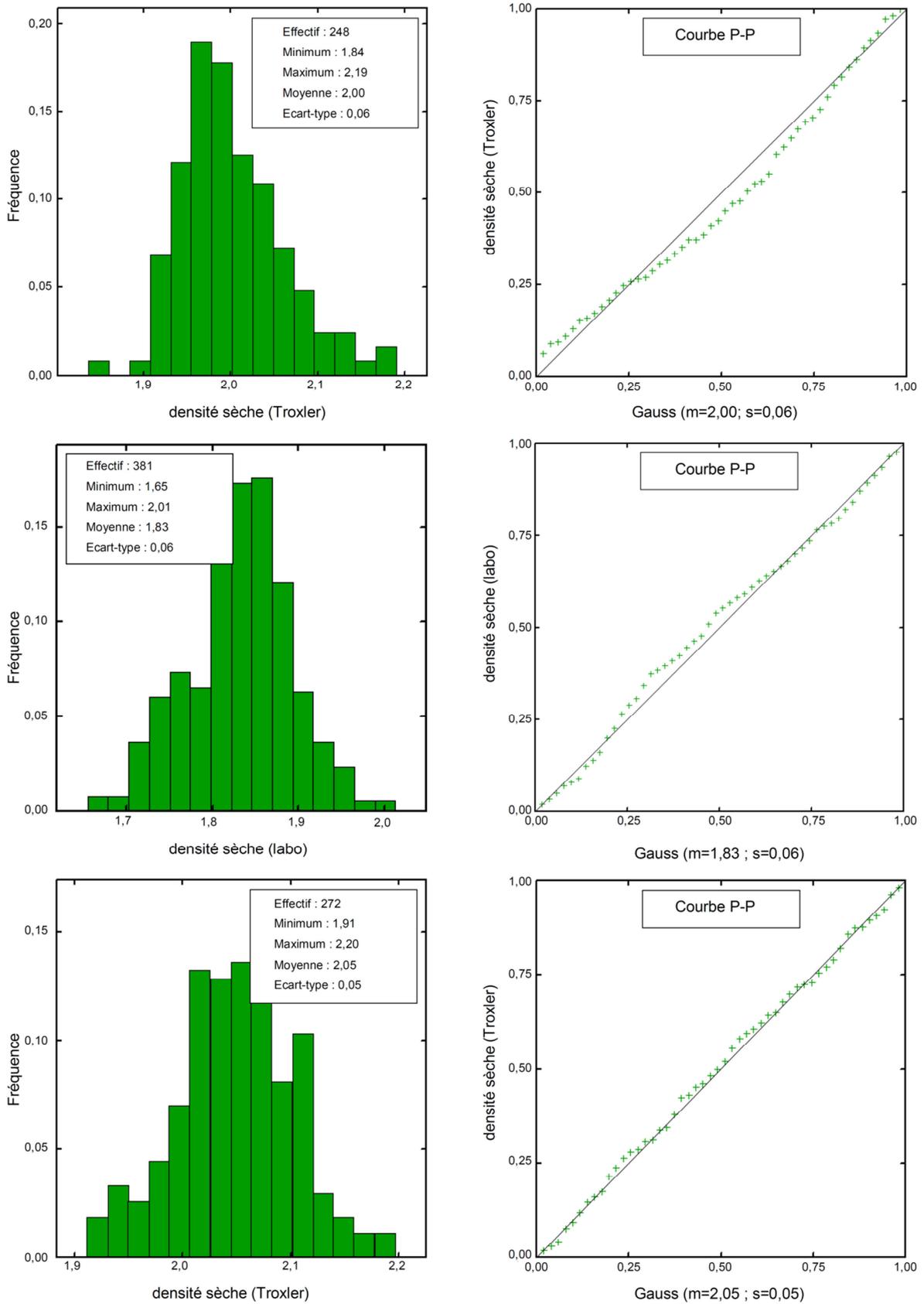


Figure II. 5 Barrage d'étude - histogrammes des densités géolocalisées et comparaison à une distribution normale

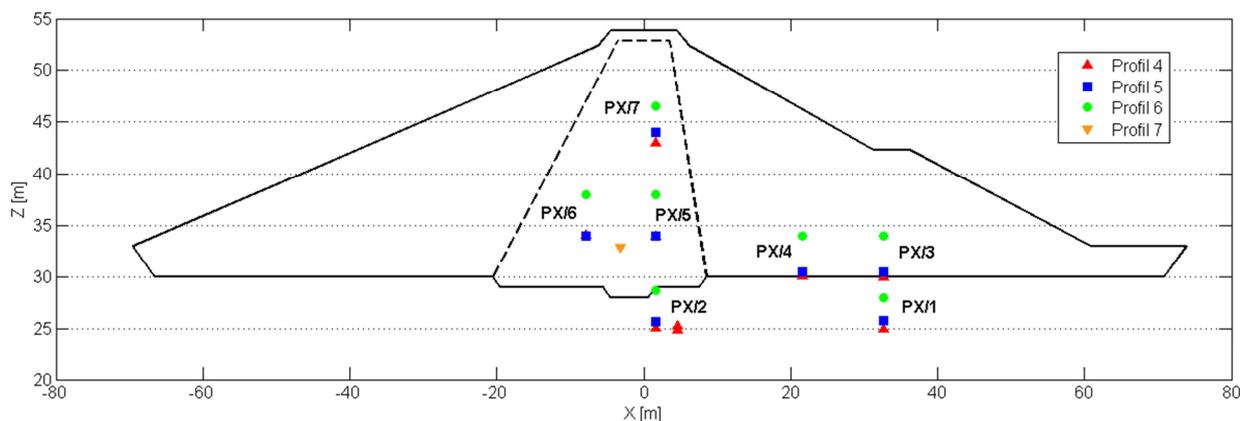


Figure II. 6 Barrage d'étude - localisation des cellules de pression suivant chaque profil d'auscultation

Tableau II. 6 Barrage d'étude – traitement des mesures d'auscultation

	PX/1	PX/2	PX/3	PX/4	PX/5	PX/6	PX/7
MOY (m NGF)	31,08	36,08	34,12	32,68	34,46	39,24	42,65
MIN (m NGF)	30,33	34,13	32,66	29,89	30,89	34,35	39,66
MAX (m NGF)	32,16	39,35	34,97	34,79	36,68	43,44	45,11
Fractile 5% (m NGF)	30,62	34,75	32,97	31,15	31,92	35,50	40,15
Fractile 95% (m NGF)	31,75	37,94	34,76	34,50	36,46	43,03	44,94
CV (%)	1,1	3,0	1,5	3,3	4,5	7,0	3,5
Cellules utilisées	P4/1 P5/1	P4/2 P6/2 P4/8 P4/9	P6/3	P4/4 P5/4 P6/4	P4/5 P5/5 P6/5	P4/6 P5/6 P6/6	P4/7 P5/7 P6/7
Cellules non considérées	P6/1	P5/2	P4/3 P5/3			P7	

Un traitement semblable est fait sur les piézomètres placés au pied du barrage (cf. Figure I. 19). Pour le profil P4, la cote moyenne de 31,35 m NGF est obtenue sur les mesures faites sur le piézomètre PZ4.

II.3.2 CHOIX DE LA METHODE DE PREDICTION DE LA PERMEABILITE

Le choix d'une ou plusieurs méthodes prédictives permettant d'estimer la perméabilité à saturation est nécessaire parmi celles jugées fiables par (Chapuis, 2012) (cf. Tableau II. 1). La plupart des relations listées dans ce tableau sont établies pour un certain type de sol, soit granulaire non plastique, soit argileux plastique.

Nous avons vu, avec les données disponibles, que les matériaux constituant le barrage de la Sillonnière sont peu plastiques ($10 < IP < 20$) mais comportent, notamment dans le cas des recharges, une part importante de particules de diamètres supérieurs à 2 mm. Il est donc nécessaire d'employer une des relations listées dans le Tableau II. 1 qui soit utilisable avec n'importe quel type de sol, quelle que soit sa plasticité.

Pour notre cas d'étude, la méthode de prédiction développée par (Chapuis et Aubertin, 2003) a été retenue car elle convient aux sols présentant une fraction de matériaux fins et une fraction de matériaux granulaires. Elle présente l'avantage de ne faire intervenir qu'une seule relation (Eq. II. 3) dont les seuls paramètres variables sont la surface spécifique et l'indice des vides. Nous avons vu, dans la description de la démarche, que la surface spécifique peut être estimée à partir de la granulométrie et des essais d'identification, et que l'indice des vides peut être obtenu à partir de la densité sèche. Toutes ces données sont disponibles en nombre plus ou moins important sur notre cas d'étude, ce qui justifie l'emploi de cette méthode de prédiction.

II.3.3 MODELISATION DES PARAMETRES D'ENTREE DU MODELE HYDRAULIQUE

II.3.3.1 Analyse statistique des essais de laboratoire

Modélisation de la limite de liquidité

Nous faisons l'hypothèse que la limite de liquidité peut être représentée pour chaque type de sol (RAM&RAV et NOY) par une distribution normale tronquée dont les caractéristiques statistiques sont identiques à celles détaillées dans le Tableau II. 4 (cf. Figure II. 7). La distribution est tronquée de façon à ne pas obtenir des valeurs aberrantes, les bornes choisies étant les valeurs minimales et maximales rencontrées lors des essais.

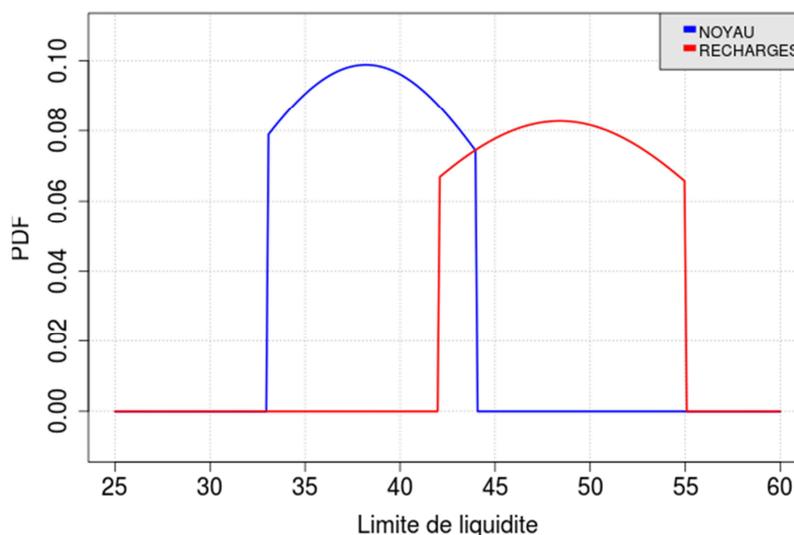


Figure II. 7 Barrage d'étude – distribution probabiliste des limites de liquidité

Modélisation de la granulométrie

La Figure II. 3 montre que l'ensemble des courbes granulométriques n'a pas été évalué avec le même nombre de tamis. Certaines des courbes, notamment celles réalisées au cours du chantier, ont un diamètre minimum de 80 μm alors que d'autres vont jusqu'à 2 μm .

Afin d'homogénéiser le nombre de pourcentages passants pour chaque diamètre, nous ajustons les équations unimodale et bimodale proposées par (Fredlund et al., 2000) (cf. Eq. II. 5a et b) sur chaque courbe granulométrique disponible.

Pour chaque courbe granulométrique, nous choisissons la forme – unimodale ou bimodale – qui s'ajuste le mieux en comparant les coefficients de détermination R^2 . Dans la plupart des cas, la forme unimodale est suffisante ($R^2 \approx 1$) et est retenue.

La Figure II. 8 montre un exemple d'ajustement avec les deux formes sur une courbe granulométrique provenant de l'échantillon F05 prélevé sur la zone d'emprunt ZE1bis des graves sableuses. Dans ce cas, la forme unimodale ($R^2 = 0,99$) est retenue par rapport à la forme bimodale ($R^2 = 0,99$) car la différence entre les coefficients de détermination n'est pas significative. Des ajustements semblables sont effectués sur l'ensemble des courbes granulométriques.

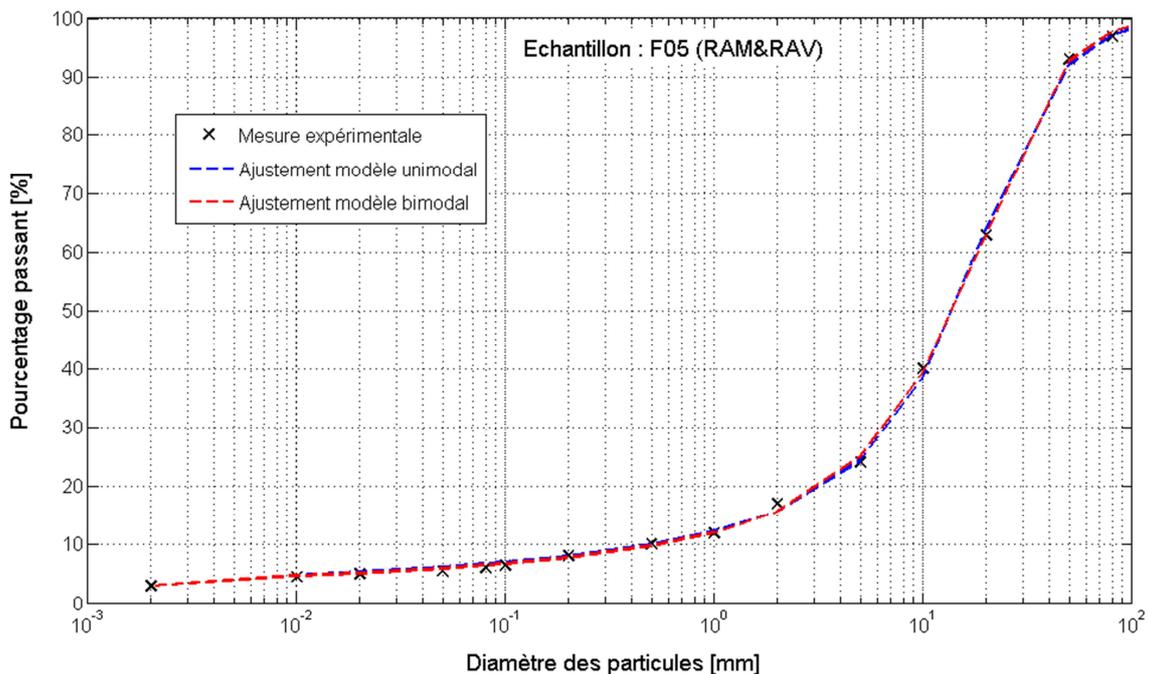


Figure II. 8 Exemple d'ajustement des deux formes d'équations de (Fredlund, 2000) – Essai F05

Nous obtenons au final autant d'équations, unimodales et bimodales, que de courbes granulométriques, avec les jeux de paramètres $(a_{gr}, n_{gr}, m_{gr}, d_{rgr}, d_m)$ et $(a_{bi}, n_{bi}, m_{bi}, j_{bi}, k_{bi}, l_{bi}, d_{rbi}, d_m, w)$ associés.

Une fois les ajustements réalisés et la meilleure forme de courbe identifiée, un jeu de 24 diamètres compris entre 0,2 μm et 300 mm est choisi et permet de représenter l'étalement complet de la granulométrie. Ces diamètres correspondent à ceux des tamis ayant servi à réaliser les analyses granulométriques disponibles, auxquels a été ajoutée la valeur à 0,2 μm . Les pourcentages passants sont calculés pour chacun des 24 diamètres et pour chaque courbe granulométrique. Nous disposons donc au final de 37 (respectivement 27) pourcentages passants pour chaque diamètre pour représenter les matériaux des recharges RAM&RAV (respectivement le matériau du noyau NOY).

En calculant la moyenne et l'écart-type des distributions obtenues sur chaque diamètre pour les trois zones, et en faisant l'hypothèse qu'elles suivent toutes une distribution normale tronquée par les valeurs extrêmes réellement observées, il est possible de représenter chaque pourcentage passant par une variable aléatoire. Les résultats obtenus pour les diamètres $d = 2 \text{ mm}$, $d = 80 \mu\text{m}$, $d = 2 \mu\text{m}$ et

d = 0,2 µm sont détaillées dans le Tableau II. 7. Les caractéristiques obtenues sont logiquement très semblables de celles du Tableau II. 3 sans toutefois être totalement identiques. Celles du diamètre d = 0,2 µm sont obtenues par interpolation de toutes les courbes granulométriques car aucune mesure correspondant à ce diamètre n'est disponible.

Tableau II. 7 Caractéristiques statistiques des granulométries théoriques obtenues après ajustement

	Type de sol	Distribution	Moyenne	CV (%)	Min	Max
Pourcentage passant	RAM	Normale tronquée	28,6	37,4	11,5	49,3
	NOY		71,5	11,3	48,5	84,2
d = 2 mm (%)	RAV		23,2	40	11,5	43,2
Pourcentage passant	RAM	Normale tronquée	12,6	52,6	2,2	23,2
	NOY		51,6	17,8	32	71,6
d = 80 µm (%)	RAV		8,6	65,8	1,11	22,0
Pourcentage passant	RAM	Normale tronquée	7,4	67,2	0,9	15,8
	NOY		39,9	41,1	12	71,5
d = 2 µm (%)	RAV		4,7	74,0	0,3	13,1
Pourcentage passant	RAM	Normale tronquée	1,0	67	0,09	2,1
	NOY		5,6	48,1	1,2	10,9
d = 0,2 µm (%)	RAV		0,6	73,6	0,0	1,7

Le traitement proposé des courbes granulométriques disponibles sur le barrage d'étude permet in fine de réaliser le tirage aléatoire de courbes granulométriques correspondant aux matériaux constitutifs des trois zones de l'ouvrage : en tirant aléatoirement les pourcentages de passants relatifs à chacun des diamètres et en respectant la forme croissante de la courbe, il est alors possible de constituer une courbe granulométrique du matériau d'une des zones (cf. II.3.4.3). La Figure II. 9 illustre les fuseaux dans lesquels peuvent être tirées ces courbes. On remarque que la zone de variation du passant à 2 µm pour les limons est importante. Cela est dû au fait qu'une forte variabilité était présente pour le passant à 80 µm sur les courbes granulométriques en phase chantier (cf. Figure II. 3) et qu'elle est propagée par l'ajustement des formes unimodale et/ou bimodale.

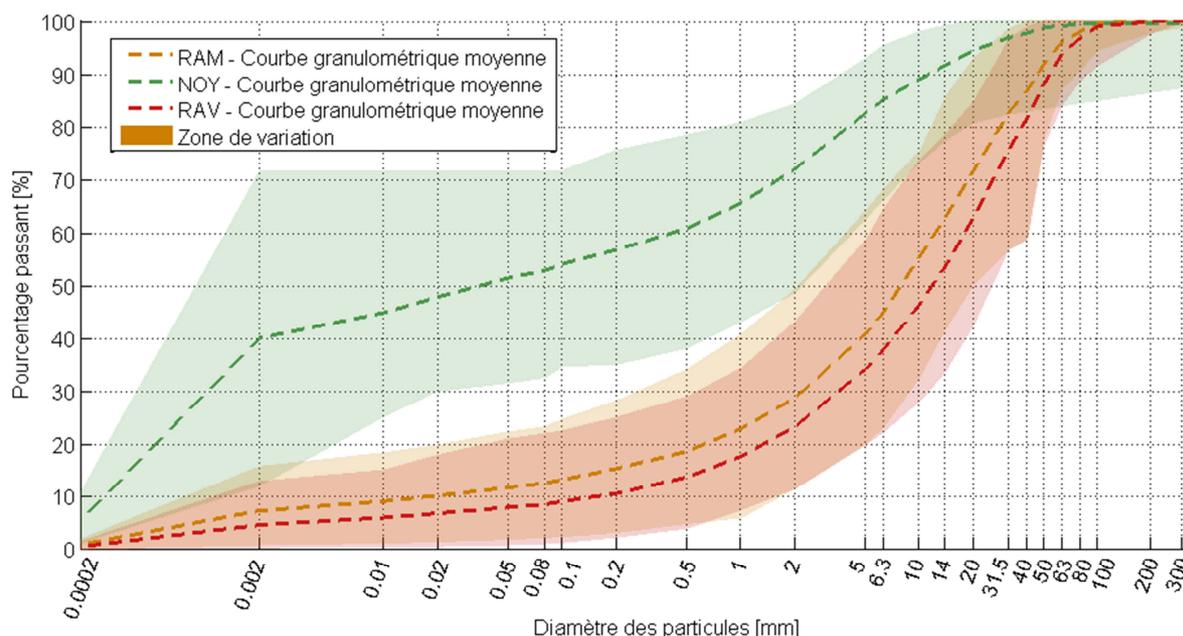


Figure II. 9 Fuseaux obtenus après traitement statistique des courbes granulométriques

II.3.3.2 Détermination de la surface spécifique

Nous ne disposons pas de mesure directe de surface spécifique sur les matériaux constituant le remblai du barrage étudié. Ce type de mesure ne fait en effet pas partie des essais classiquement réalisés en laboratoire pendant la phase d'études et/ou de chantier pour ce type d'ouvrage.

Il est donc nécessaire de donner une estimation de la surface spécifique à partir des traitements réalisés sur les données réelles disponibles, en utilisant soit une approche basée sur les courbes granulométriques (Chapuis et Légaré, 1992; Fooladmand, 2011), soit une approche basée sur la plasticité du matériau avec une des deux équations Eq. II. 9a et b (cf. section II.2.2.1).

L'emploi de l'une ou l'autre des méthodes de calcul de la surface spécifique n'est pas justifiable dans notre cas car, pour les matériaux des recharges et du noyau, il s'agit de sols composés à la fois de particules fines et d'éléments grossiers, avec des proportions différentes selon que l'on considère les limons sableux du noyau (NOY) ou les graves sableuses des recharges (RAM et RAV).

Nous proposons donc de calculer la surface spécifique pour ces matériaux en combinant les deux approches. Dans un premier temps, la surface spécifique $S_{S_granulo}$ est calculée à partir de la méthode décrite par (Chapuis et Légaré, 1992) utilisant la courbe granulométrique. La surface spécifique S_{S_LL} est ensuite calculée à partir de la limite de liquidité par l'équation Eq. II. 9a (Mbonimpa et al., 2002). Les deux valeurs obtenues sont ensuite pondérées en fonction de la fraction de fines p correspondant aux pourcentages passant pour un diamètre de $0,2 \mu\text{m}$ (Eq. II. 12).

$$S_{s_pond} = p \times S_{S_LL} + (1 - p) \times S_{S_granulo} \quad \text{Eq. II. 12}$$

L'agrégation proposée suppose l'additivité des surfaces spécifiques des grains de diamètres importants avec celles des particules les plus fines.

Le diamètre limite séparant les limons des argiles est généralement pris comme étant $2 \mu\text{m}$, même s'il est parfois considéré comme étant inférieur (Fooladmand, 2011). (Pilot et al., 1970) indiquent cependant qu'on réunit généralement sous le nom d'argile la phase argileuse comprise entre $2 \mu\text{m}$ et $0,2 \mu\text{m}$ et la phase colloïdale correspondant aux éléments inférieurs à $0,2 \mu\text{m}$, mais que les propriétés des matériaux « argileux » sont liées non pas à la masse totale d'argile mais à la proportion relative entre les phases argileuse et colloïdale. Nous choisissons d'utiliser cette limite physique entre la phase granulaire et colloïdale dans l'estimation de la surface spécifique par pondération.

II.3.3.3 Validation de la démarche de détermination de la perméabilité

Dans cette section, nous cherchons à valider la valeur de perméabilité obtenue par la méthode de prédiction et la caractérisation des paramètres d'entrée à partir des valeurs de perméabilité mesurées sur les matériaux du barrage d'étude. Le Tableau II. 8 permet de comparer les perméabilités obtenues par la méthodologie proposée avec celles mesurées. Dans ce tableau, trois échantillons ont fait l'objet de mesures de la perméabilité en laboratoire (F14, E_50_1 et F28) et les autres valeurs de perméabilité $K_{mesurée}$ sont mesurées in situ sur des planches d'essais.

Les surfaces spécifiques $S_{S_associées}$ sont calculées à partir des valeurs mesurées en inversant la relation Eq. II. 3. Les valeurs en italique correspondent à des valeurs moyennes sur les matériaux qui ont été utilisées pour les calculs.

Tableau II. 8 Comparaison des perméabilités mesurées et prédites

Echantillons	Type de mesure	$K_{mesurée}$ (m.s ⁻¹)	$S_{S_associée}$ (m ² .kg ⁻¹)	ρ_s (kg.m ⁻³)	LL	$S_{S_estimée}$ (m ² .kg ⁻¹)	$K_{prédite}$ (m.s ⁻¹)	$\frac{K_{prédite}}{K_{mesurée}}$
F14	Labo	5,0×10 ⁻⁷	166	1980	42	185	4,5×10⁻⁷	0,9
PE_M1_1				2000	48	47	6,3×10⁻⁶	-
PE_M1_2	In situ (Porchet)	9,0×10 ⁻⁷	37	2000	48	99	1,4×10⁻⁶	0,63
		-	-					1,55
		1,0×10 ⁻⁵	124					-
PE_M1_3				2000	48	308	1,5×10⁻⁷	0,14
								0,17
								-
								0,015
PE_M2_1				2000	48	68	3,5×10⁻⁶	0,35
								-
								0,035
PE_M2_2	In situ (Porchet)	1,0×10 ⁻⁵	10	2000	48	32	1,3×10⁻⁵	1,3
		-	-					-
		1,0×10 ⁻⁴	37					0,13
PE_M2_3				2000	48	348	1,1E×10⁻⁷	0,011
								-
								0,0011
PE_M3				2000	48	21	3,2×10⁻⁵	1,14
								-
								0,67
M37				2000	48	105	1,2×10⁶	0,042
M40	In situ (Matsuo)	2,8×10 ⁻⁵	17	2000	48	222	2,8×10⁻⁷	0,0058
		-	-					0,05
M36-1		4,8×10 ⁻⁵	22	2000	48	100	1,4×10⁻⁶	-
								0,029
								0,018
M36-2				2000	48	166	5,0×10⁻⁷	-
								0,01
E_50_1	Labo	7,0×10 ⁻⁸	672	1690	37	1014	5,6×10⁻⁸	0,8
F28	Labo	5,0×10 ⁻⁹	2514	1840	39	762	5,2×10⁻⁸	10,4

De façon générale, la surface spécifique estimée par la méthodologie proposée donne des perméabilités cohérentes avec celles mesurées in situ lors de la phase étude.

Pour les deux échantillons F14 et E_50_1, la pondération proposée donne des résultats très similaires aux mesures. Pour l'échantillon F28, la perméabilité prédite est dix fois supérieure à celle mesurée en laboratoire mais Chapuis et Aubertin (2003) ont montré que l'équation Eq. II. 2 permettait de prédire des valeurs comprises entre 1/3 et 3 fois la valeur réellement mesurée, ce qui permet de relativiser l'écart constaté.

En ce qui concerne les échantillons mesurés in situ sur les planches d'essais, les valeurs prédites sont globalement comprises dans la gamme mesurée in situ lorsque la mesure a été faite à partir de l'essai Porchet, mise à part pour l'essai PE_M2_3. Pour celles faites avec l'essai Matsuo, les valeurs prédites et mesurées peuvent différer de deux ordres de grandeurs, sauf pour l'essai PE_M3, mais cet écart est à relativiser, d'une part puisque les valeurs prédites l'ont été à partir de valeurs de limite de liquidité et de densité issues de moyennes (cf. Tableau II. 8), et d'autre part à cause de la faible fiabilité de l'essai Matsuo.

II.3.3.4 Analyse géostatistique des données de contrôle de compactage

Nous proposons de caractériser la variabilité spatiale de la densité sèche mesurée couche par couche lors des contrôles de compactage pendant la construction de l'ouvrage. Dans notre cas d'étude, un nombre important de ces mesures est disponible et la plupart d'entre elles est de plus bien localisée dans l'espace, ce qui permet l'analyse géostatistique.

Les trois zones du barrage (RAM, NOY et RAV) ont été mises en place en même temps mais chacune indépendamment, le noyau séparant les deux recharges. Nous avons réalisé l'analyse géostatistique sur les mesures de densité de chacune des zones.

L'analyse géostatistique des données de densité sèche permet d'obtenir la variabilité spatiale de ce paramètre. Les variogrammes expérimentaux sont calculés à l'aide du logiciel ISATIS (Geovariances, 2016) pour chacune des trois zones suivant les directions horizontale et verticale dans le plan transversal du barrage.

Un modèle variographique (cf. Tableau I. 7) est ensuite ajusté sur chacun des six variogrammes expérimentaux calculés en essayant de représenter le mieux possible la corrélation sur les courtes distances. Le modèle exponentiel a été retenu parmi les modèles analysés en associant un effet de pépité. La Figure II. 10 illustre les variogrammes expérimentaux calculés pour chacune des trois zones du barrage d'étude selon les directions horizontale et verticale, ainsi que les variogrammes théoriques ajustés sur ceux-ci.

Le modèle ajusté permet de déduire la portée de chaque variogramme directionnel, qui renseigne sur la longueur de corrélation entre les mesures. La Tableau II. 9 détaille les résultats obtenus de l'analyse géostatistique.

Tableau II. 9 Résultats de l'analyse géostatistique sur chaque zone du barrage

ρ_d	Moyenne	Variance	Effet de pépité	Longueur de corrélation X	Longueur de corrélation Z
RAM	2,00	$3,5 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-3}$	78,1 m	7,8 m
NOY	1,83	$3,6 \times 10^{-3}$	$8,6 \times 10^{-4}$	13,0 m	1,5 m
RAV	2,05	$2,8 \times 10^{-3}$	$1,0 \times 10^{-3}$	4,9 m	1,9 m

Nous observons un modèle stationnaire de portée horizontale de 5 à 10 m pour le noyau et la recharge aval et d'environ 2 m dans la direction verticale. Une continuité plus importante apparaît donc dans la recharge amont avec des longueurs de corrélation plus grande de l'ordre de 80 m horizontalement et de la dizaine de mètres verticalement. Cette variabilité plus faible s'explique certainement par une meilleure sélection des matériaux et une attention particulière faite à la mise en œuvre de la recharge amont.

L'effet de pépité correspond à environ la moitié de la variance pour la recharge amont (RAM) et à une fraction légèrement inférieure en ce qui concerne la recharge aval (RAV) et le noyau (NOY). L'effet de pépité est à attribuer au mélange des matériaux durant leur excavation sur les zones d'emprunt. On le considère ici comme une microstructure dont l'échelle est inférieure au pas d'échantillonnage.

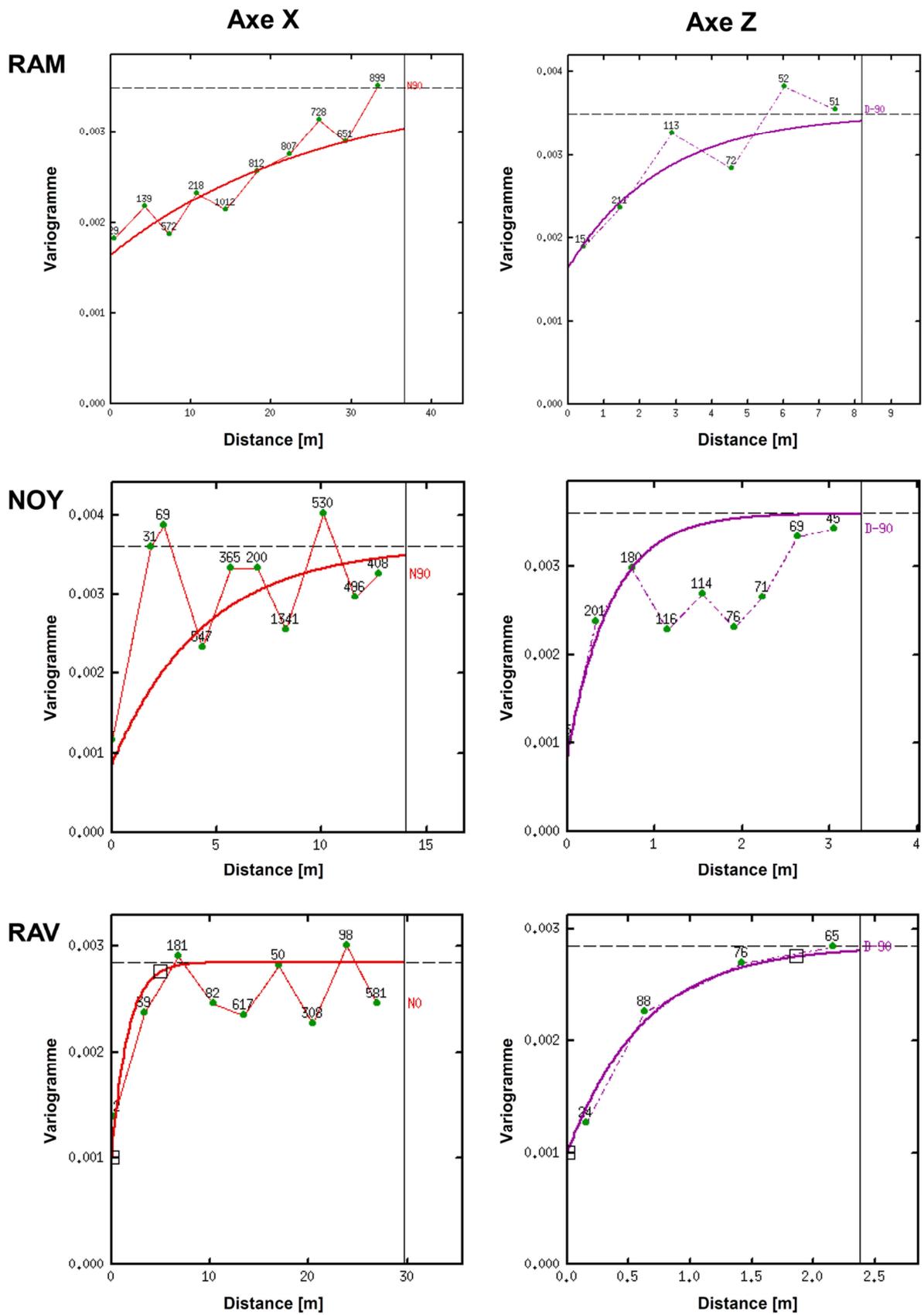


Figure II. 10 Barrage d'étude - variogrammes horizontaux (à g.) et verticaux (à d.) obtenus pour les différentes zones

II.3.3.5 Modélisation de la perméabilité par champ aléatoire

Les résultats de l'analyse géostatistique sont ensuite utilisés pour la simulation d'un champ aléatoire de densité sèche (cf. II.3.4.3). Des champs aléatoires gaussiens sont générés sur chacune des zones du barrage (recharge amont, noyau et recharge aval) à partir des moyennes, écart-types et longueurs de corrélation calculés à partir des distributions de mesures de contrôle de compactage. Ce champ aléatoire de densité sèche servira de base pour la déduction de celui de perméabilité.

La représentation de la variabilité spatiale des propriétés par un champ gaussien stationnaire est une hypothèse forte car en réalité les moyennes et écart-types ne sont pas constants sur l'ensemble des zones du remblai, comme le montrent les courbes représentant les moyennes et écart-types par couche de densité sèche, de teneur en eau, et de taux de compactage de l'Annexe B.

Cependant, aucune tendance claire ne se dégage de ces courbes sur l'évolution des moments statistiques en fonction de la profondeur comme c'est le cas pour des sols naturels. Les fluctuations sont dues aux différences dans les conditions de mise en œuvre. Il est théoriquement possible de les représenter de façon plus précise en adoptant des champs aléatoires non stationnaires dans lesquels les paramètres sont des fonctions de la hauteur. Cependant, cela complique considérablement la modélisation aux éléments finis et la réalisation des simulations de Monte-Carlo sans pour autant avoir de certitude de meilleure représentation...

Nous faisons donc l'hypothèse de stationnarité des champs aléatoires par souci de simplification et renvoyons à la littérature concernant les champs aléatoires plus complexes (Gaouar, 1997; Vanmarcke, 1983).

II.3.3.6 Modélisation des courbes de rétention et de l'anisotropie

Courbes de rétention

Nous ne disposons d'aucune information concernant le comportement non saturé des matériaux composant le remblai de notre cas d'étude. Il a cependant été vu que des méthodes existent pour estimer les courbes de rétention décrivant le comportement non saturé à partir de paramètres géotechniques courants, notamment la granulométrie (cf. II.2.2.3).

Parmi les méthodes évoquées dans la section II.2.2.3, nous utilisons celle proposée par (Gupta et Larson, 1979) compte tenu de sa simplicité de mise en œuvre et parce que cette relation s'appuie sur des paramètres dont on dispose généralement dans les études de barrages : seuls la densité et les pourcentages passants correspondant aux diamètres limites séparant les graves des sables ($d = 2 \text{ mm}$), les sables des limons ($d = 0,5 \text{ mm}$), et les limons des argiles ($d = 2 \mu\text{m}$) sont à déterminer pour pouvoir estimer une courbe de rétention en calculant la teneur en eau volumique (cf. Eq. II. 11). Les coefficients a , b , c , d et e ont été calculés par les auteurs pour différentes valeurs de succion. A partir des ajustements d'équations effectués précédemment sur chacune des courbes granulométriques disponibles, il est possible de déduire une série de courbes de rétention pour chaque type de matériau (RAM&RAV et NOY) (cf. Figure II. 11).

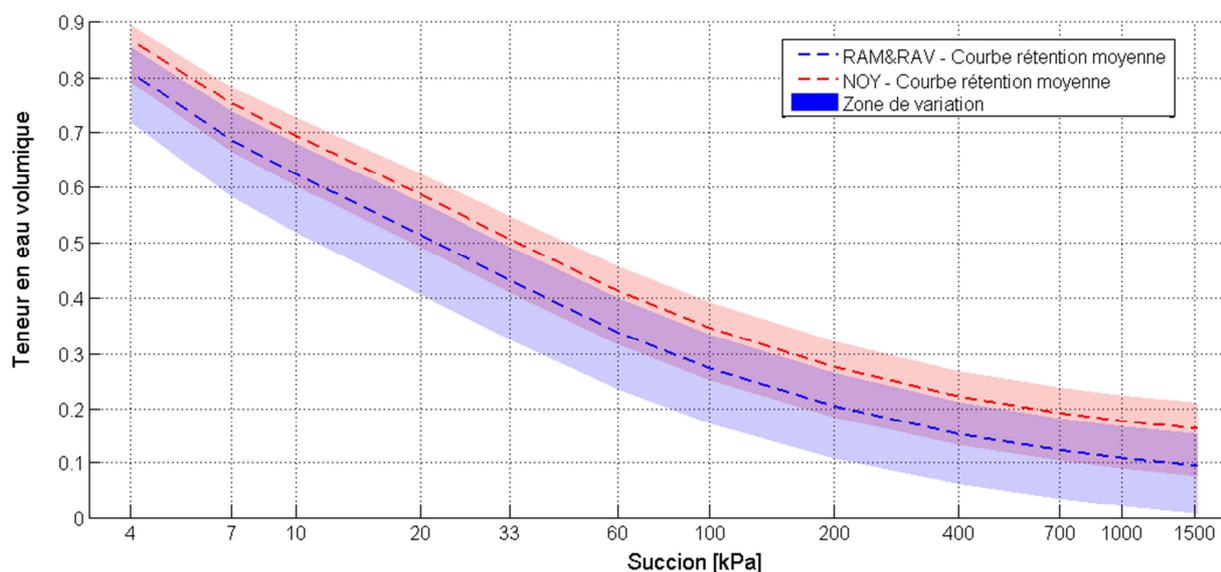


Figure II. 11 Barrage d'étude - fuseaux de courbes de rétention obtenus à partir des courbes granulométriques

Nous nous ramenons ensuite à la formulation de Van Genuchten (1980) en ajustant l'équation Eq. I. 3 sur toutes les courbes de rétention obtenues en recherchant les coefficients α , n et m optimaux. Nous en déduisons les distributions des coefficients α , n et m propres à chacun des deux types de sol.

Nous ne cherchons pas à modéliser les paramètres décrivant la non saturation de façon probabiliste et la valeur retenue pour les coefficients α , n et m correspond à la moyenne des distributions. Les résultats obtenus sont listés dans le Tableau II. 10.

Tableau II. 10 Caractéristiques statistiques des paramètres de Van Genuchten

	Type de sol	Moyenne	CV (%)	Min	Max
Coefficient α	RAM&RAV	0,19	19,8	0,10	0,25
	NOY	0,24	19	0,14	0,28
Coefficient n	RAM&RAV	1,44	6,8	1,33	1,74
	NOY	1,33	4,9	1,27	1,48
Coefficient m	RAM&RAV	0,30	14,1	0,25	0,43
	NOY	0,25	14,3	0,21	0,33

Coefficients d'anisotropie

Les données disponibles sur notre cas d'étude ne permettent pas de caractériser de façon aléatoire les coefficients d'anisotropie des matériaux des recharges (RAM&RAV) et du noyau (NOY).

De façon à considérer une plage significative d'incertitude, nous faisons donc l'hypothèse de représenter ces coefficients par des lois normales de moyennes respectives 3 et 5, avec un coefficient de variation de 50% (cf. Figure II. 12). Ces distributions sont tronquées entre 1 et 15 afin d'avoir toujours une perméabilité horizontale supérieure à la perméabilité verticale, sans toutefois avoir des contrastes trop importants.

En l'absence de toute information concernant l'anisotropie, le choix de ces distributions est proposé en considérant les rapports choisis dans une gamme acceptable pour le type de matériau considéré (Hnang, 1996; Leroueil et al., 2002; Scholes, 2007; Smith et Konrad, 2011) et l'anisotropie plus importante pour le matériau limoneux du noyau que pour le matériau plus granulaire des recharges.

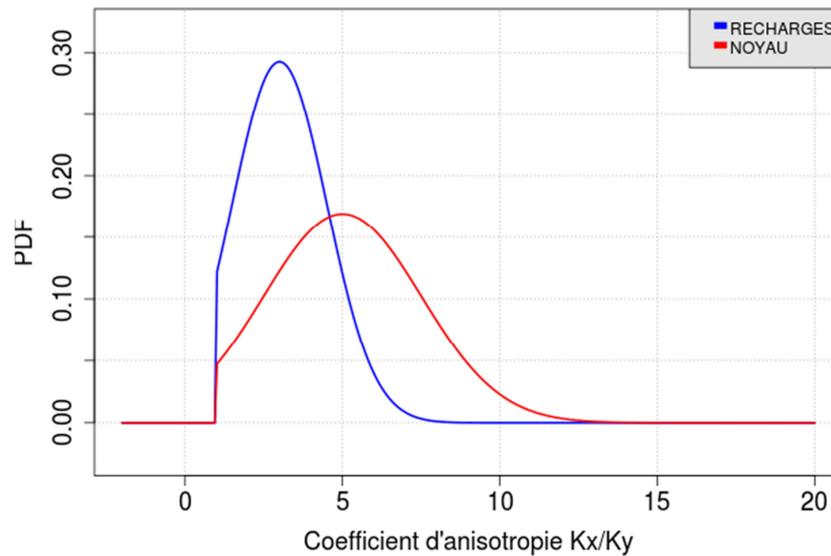


Figure II. 12 Distributions choisies pour les coefficients d'anisotropie

II.3.4 MODELISATION PROBABILISTE DE L'ECOULEMENT DANS LE REMBLAI

Nous avons présenté dans la section précédente la modélisation probabiliste des différents éléments nécessaires au calcul des pressions interstitielles au sein du barrage étudié à partir des données réelles mesurées sur cet ouvrage. Cette section présente le modèle éléments finis développé avec le code Cast3M et la façon dont sont intégrées les données d'entrée modélisées.

II.3.4.1 Modèle déterministe aux éléments finis

Avant de considérer le modèle probabiliste, il est nécessaire de vérifier que le modèle hydraulique développé avec le code éléments finis Cast3M donne des résultats acceptables lors d'un calcul déterministe (dans lequel la perméabilité et les autres paramètres d'entrée sont constants).

La géométrie utilisée dans le modèle correspond à la géométrie du profil type P4 du barrage d'étude, qui a été légèrement simplifiée (cf. Figure II. 13) : les enrochements de protection du talus amont et du pied aval ne sont pas modélisés, et il en est de même pour certains éléments du génie civil qui n'ont aucun intérêt à figurer dans notre modèle (voie carrossable en crête, parapet, etc.).

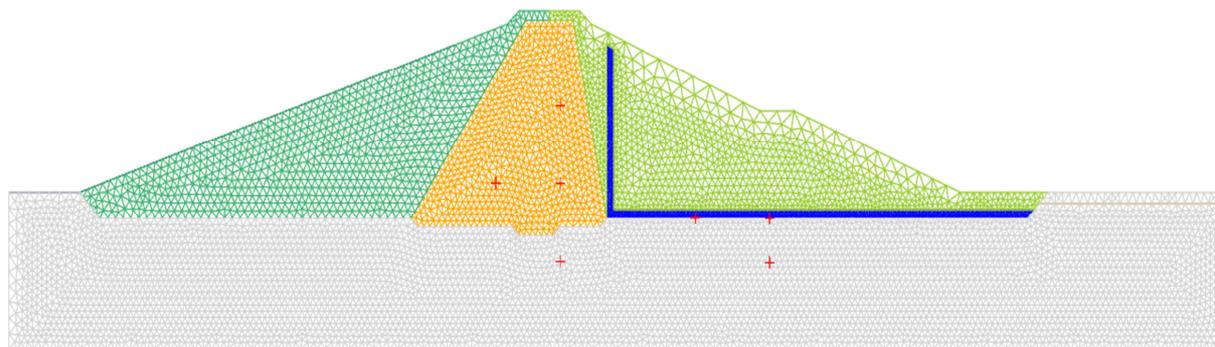


Figure II. 13 Géométrie et maillage du modèle éléments finis du barrage d'étude

Le système de drainage est modélisé car il a une influence conséquente sur la ligne piézométrique dans l'ouvrage (en bleu sur la Figure II. 13). Les croix rouges sur la Figure II. 13 représentent l'emplacement des cellules de pressions interstitielles sur le profil P4 du remblai réel.

Le maillage de l'ouvrage et de la fondation est composé de 15 582 éléments triangulaires. Chaque élément comporte 7 nœuds : trois sont disposés au sommet de l'élément, trois au centre des faces et un au centre de l'élément. Le maillage comporte au total 47 071 nœuds.

La condition à la limite amont correspond à la courbe de remplissage réelle de l'ouvrage, puis au maintien du niveau nominal sur une durée de 17 ans (en accord avec sa durée de service). A l'aval, la charge est imposée à la cote de 31,35 m NGF qui correspond à la moyenne mesurée par le piézomètre PZ4.

Les valeurs de perméabilité verticale choisies pour les matériaux correspondent à celles des perméabilités mesurées sur les différentes zones, avec des valeurs respectives de $5 \times 10^{-9} \text{ m.s}^{-1}$ pour le noyau, $5 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ pour la recharge amont et $5 \times 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$ pour la recharge aval. Pour la fondation, la perméabilité considérée est prise égale à $1 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$. Une analyse de sensibilité a montré qu'une variation de 1 à 10 de cette valeur n'influençait que très peu la ligne piézométrique. Pour le drain, elle est prise égale à $1 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$, ce qui correspond à la perméabilité d'un matériau grossier drainant.

Le Tableau II. 11 résume les valeurs retenues pour les paramètres dans le calcul déterministe.

Tableau II. 11 Paramètres déterministes utilisées dans le modèle hydraulique

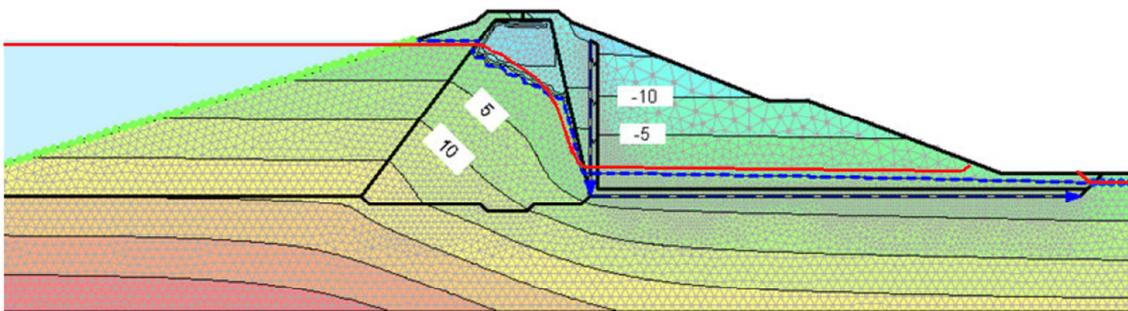
	DRAIN	FONDATION	RAM	NOY	RAV
Perméabilité K_y	$1,0 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$	$1,0 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$	$5,0 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$	$5,0 \times 10^{-9} \text{ m.s}^{-1}$	$5,0 \times 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$
Coefficients Van Genuchten	n : 3,2 m : 0,69 α : 1,11	n : 1,44 m : 0,30 α : 0,19	n : 1,44 m : 0,30 α : 0,19	n : 1,33 m : 0,25 α : 0,24	n : 1,44 m : 0,30 α : 0,19
Coefficients anisotropie K_x/K_y	1	1	3	5	3
Porosité	0,20	0,30	0,26	0,32	0,24

II.3.4.2 Validation du modèle EF

Le champ de pressions interstitielles obtenu à l'issue de l'analyse déterministe avec Cast3M est illustré sur la Figure II. 14. Il est comparé visuellement avec celui obtenu avec le module SEEP/W du logiciel commercial Geostudio pour des hypothèses de calcul identiques. Les lignes piézométriques (en rouge pour Cast3M) sont quasiment superposables bien que celle issue de SEEP/W (la forme « dentelée » au niveau du noyau) est due à la difficulté de gestion de la non saturation par le logiciel.

Le débit traversant la section est calculé sur une surface correspondant à celle des drains. Une valeur de $4,6 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ est obtenue avec Cast3M. Cette valeur est très proche de celle obtenue avec le logiciel commercial SEEP/W ($5,2 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$). Les profils de pression tracés sur la Figure II. 15 confirment que le modèle développé avec Cast3M donne des résultats similaires à ceux des logiciels classiques de calcul d'écoulement.

Geostudio



Cast3M

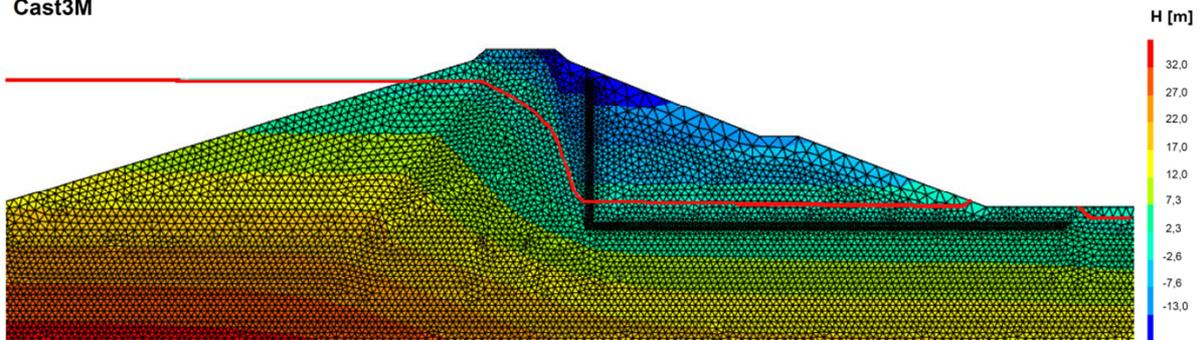


Figure II. 14 Analyse déterministe - comparaison des champs de pressions interstitielles

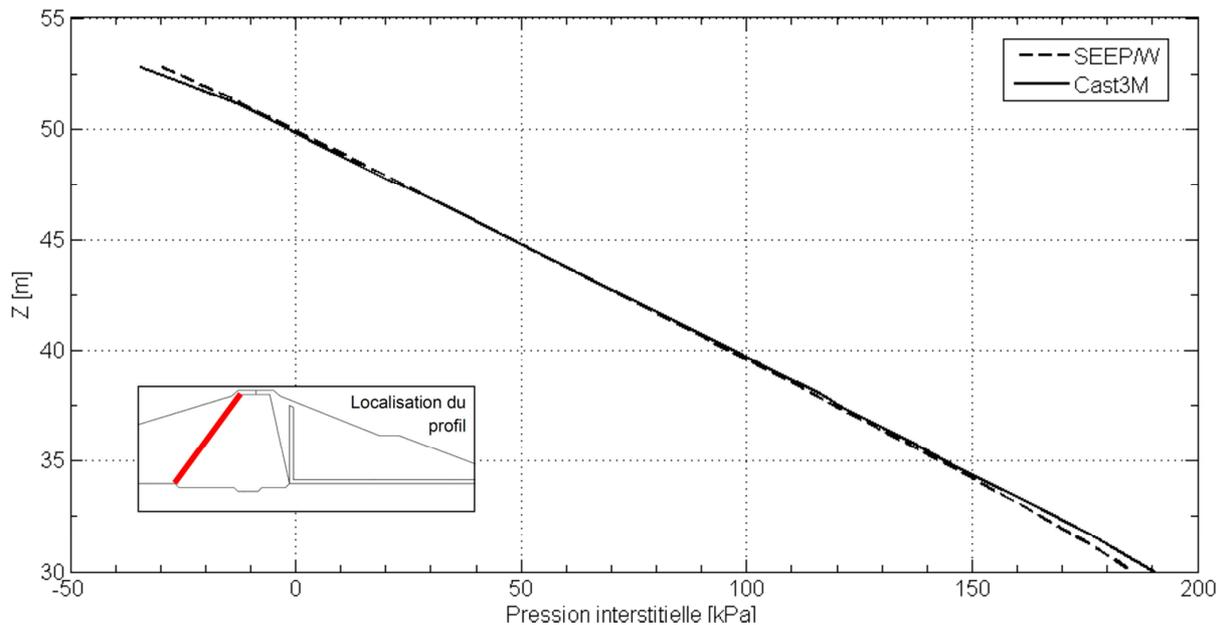


Figure II. 15 Analyse déterministe - comparaison des profils SEEP/W et Cast3M

II.3.4.3 Couplage Cast3M/OpenTURNS

Une fois le modèle hydraulique déterministe validé, il peut être utilisé et intégré dans la démarche probabiliste. La mise en œuvre de simulations de Monte-Carlo nécessite de résoudre un grand nombre de fois le problème d'écoulement avec des paramètres tirés aléatoirement pour obtenir la variabilité des pressions interstitielles.

Dans notre démarche, nous avons utilisé le code éléments finis Cast3M couplé avec le logiciel de fiabilité OpenTURNS. Ce logiciel dispose d'une bibliothèque Python contenant diverses fonctions relatives au traitement et à la propagation des incertitudes. Il permet de représenter facilement les paramètres sous forme de variables aléatoires et de traiter les résultats finaux. Le couplage entre les deux codes se fait par l'intermédiaire d'un troisième code, un *wrapper*, qui permet de lire les variables de l'un et de les intégrer dans l'autre.

Nous avons utilisé le logiciel OpenTURNS pour réaliser les tirages aléatoires des courbes granulométriques et des limites de liquidité des deux matériaux constituant le remblai de l'ouvrage. Les surfaces spécifiques $S_{S_granulo}$ et S_{S_LL} ainsi que la fraction de fines p sont calculées à partir des valeurs tirées. Les surfaces spécifiques pondérées des matériaux des recharges et du noyau sont ensuite intégrées dans le code de calcul aux éléments finis Cast3M qui simule une réalisation du champ aléatoire de densité sèche et la couple avec les valeurs de surfaces spécifiques pour en déduire la perméabilité.

L'équation de l'écoulement est alors résolue par le modèle aux éléments finis et un champ de pression interstitielle est obtenu. Les valeurs calculées aux mêmes localisations que celles des cellules de pression sur l'ouvrage réel sont extraites. Elles sont conservées à chaque nouvelle simulation, ainsi que les coordonnées de la ligne piézométrique.

Les étapes des simulations numériques de notre démarche sont donc les suivantes :

Simulation des données d'entrée (OpenTURNS)

- O1 – Tirage des limites de liquidité et du coefficient d'anisotropie ;
- O2 – Tirage des pourcentages passants ;
- O3 – Construction d'une courbe granulométrique par un algorithme utilisant les tirages précédents et respectant la forme croissante de ce type de courbe ;
- O4 – Extraction de la fraction de fines p à partir de la courbe granulométrique simulée ;
- O5 – Calcul des surfaces spécifiques $S_{S_granulo}$ et S_{S_LL} à partir des tirages précédents ;
- O6 – Pondération de $S_{S_granulo}$ et S_{S_LL} par la fraction de fines p ;
- O7 – Transfert de la surface spécifique pondérée et du coefficient d'anisotropie au code EF Cast3M.

Simulation des données d'entrée (Cast3M)

- C1 – Simulation d'un champ aléatoire de densité sèche à partir des résultats de l'analyse géostatistique ;
- C2 – Dédution du champ aléatoire de perméabilité à partir de celui de densité sèche et de la surface spécifique aléatoirement calculée par OpenTURNS.

Calculs hydrauliques (Cast3M)

- C3 – Résolution de l'équation d'écoulement ;
- C4 – Extraction des résultats.

Post-traitement (OpenTURNS)

- O8 – Traitement des résultats ;
- O9 – Retour au O1 jusqu'à énième itération.

La Figure II. 16 illustre une réalisation de champ aléatoire obtenue à partir de la procédure décrite précédemment. Les ordres de grandeur des perméabilités mesurées sur chacune des zones sont retrouvés après la simulation.

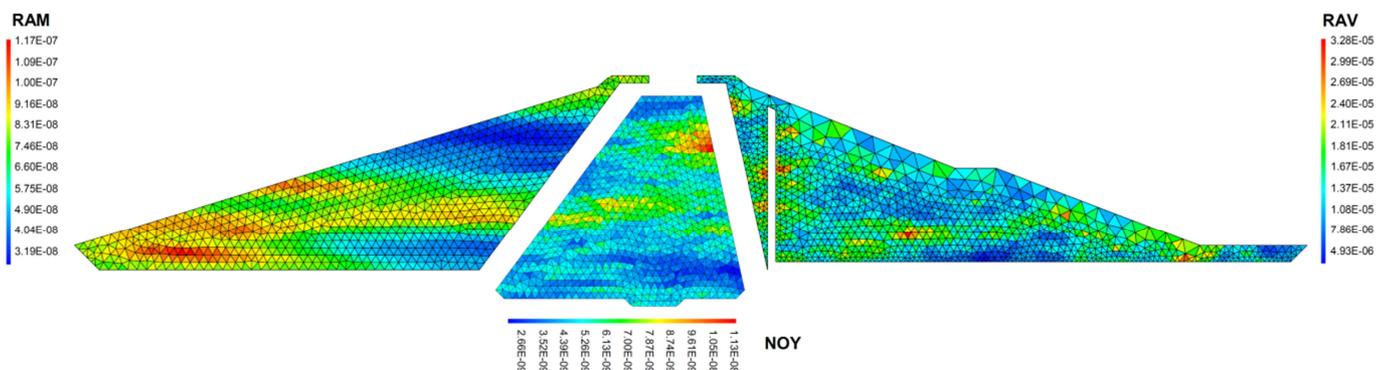


Figure II. 16 Exemple de réalisation de champ aléatoire de perméabilité (en $m.s^{-1}$)

Le nombre N de simulations doit être suffisant pour que la convergence des moments statistiques – moyenne et écart-type – des résultats soit obtenue. Dans notre cas, 5 000 simulations ont été réalisées. La Figure II. 17 illustre la convergence de la moyenne et de l'écart-type de la pression interstitielle calculée au niveau de la cellule PX/2.

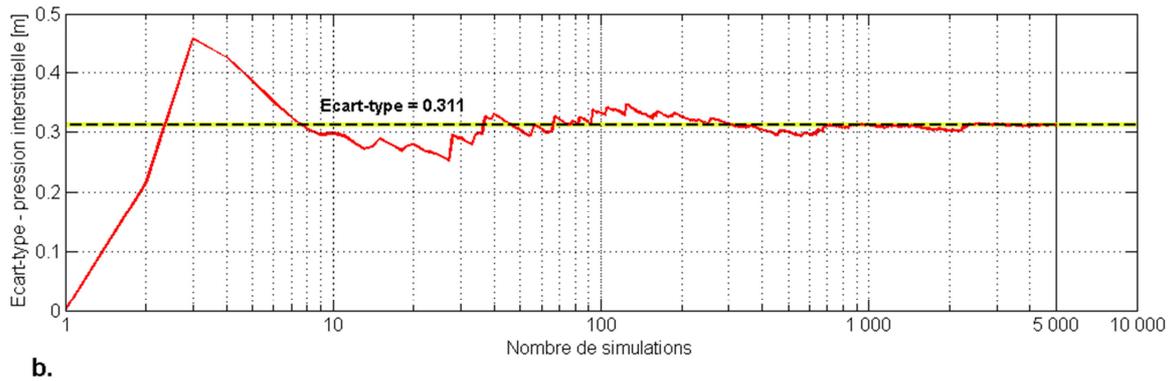
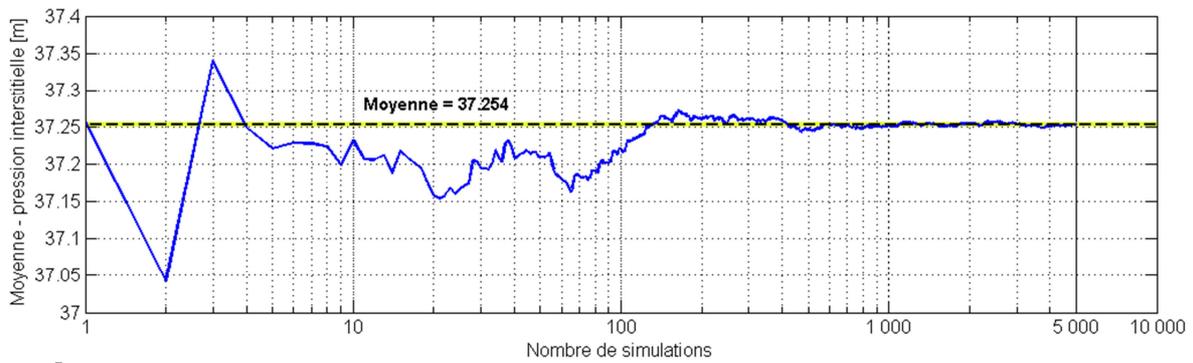


Figure II. 17 Convergence de la moyenne et de l'écart-type de la pression interstitielle calculée au niveau de la cellule PX/2. a) moyenne vs. nombre de simulations, (b) écart-type vs. nombre de simulations

II.3.5 RESULTATS DE LA MODELISATION PROBABILISTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

Cette section présente les résultats obtenus par la démarche probabiliste proposée pour la modélisation des lignes piézométriques et des pressions interstitielles. Ces résultats sont comparés aux mesures d'auscultation disponibles sur le barrage d'étude.

II.3.5.1 Résultats de la modélisation des lignes piézométriques

Pour chaque simulation, le modèle identifie et récupère les coordonnées de la ligne de pression nulle correspondant à la ligne de saturation du remblai. Nous obtenons ainsi une distribution de 5 000 lignes piézométriques que nous traitons statistiquement. En interpolant les résultats obtenus sur une grille commune suivant l'axe horizontal, nous pouvons représenter graphiquement sur la Figure II. 18 la plage de variation des lignes obtenues (fractiles à 5% et 95%, minimum et maximum). Sur le même graphique, la variation des mesures sur les cellules de pression est représentée par des traits verticaux reliant les cotes minimale et maximale mesurées, la valeur centrale étant la moyenne (cf. Tableau II. 6).

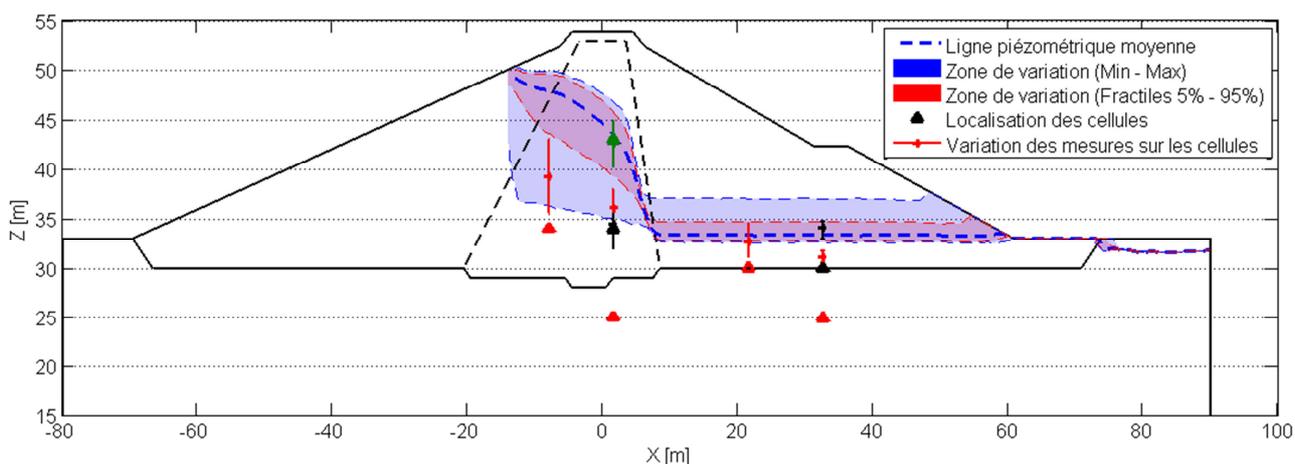


Figure II. 18 Distribution des lignes piézométriques en sortie du modèle et comparaison avec les mesures d'auscultation

L'analyse comparative entre le modèle et les données des cellules est la suivante :

- La ligne piézométrique moyenne (en pointillés bleus) passe quasiment par les moyennes des cellules PX/7, PX/4 et PX/3 (cf. Figure I. 19 pour la dénomination des cellules). Sur ces trois cellules, la zone de variation entre les fractiles à 5% et à 95% est quasiment comprise dans la plage mesurée in situ ;
- Le modèle donne des moyennes de charges supérieures à celles mesurées au niveau des cellules PX/6, PX/5, PX/2 et PX/1, qui sont situées soit le plus à l'amont, soit en fondation. Cependant, la plage de variation globale modélisée (en bleu) est bien incluse dans celle observée sur les cellules. Le fait que les valeurs modélisées soient supérieures aux observations est certainement dû aux hypothèses de modélisation faites sur les coefficients d'anisotropie et sur la perméabilité en fondation.

II.3.5.2 Résultats de la modélisation des pressions interstitielles

Nous nous intéressons aux distributions des pressions interstitielles modélisées aux niveaux des cellules de pressions. Les valeurs des moyennes, des coefficients de variation et des fractiles à 5% et 95% des distributions calculées sur les résultats de la modélisation et sur les mesures d'auscultation sont disponibles dans le Tableau II. 12.

Tableau II. 12 Comparaison des résultats du modèle et des mesures d'auscultation

	Pression interstitielle [m]	Cellule PX/1	Cellule PX/2	Cellule PX/3	Cellule PX/4	Cellule PX/5	Cellule PX/6	Cellule PX/7
MODELISATION	Moyenne	33,40	37,25	33,48	33,44	37,67	42,19	42,99
	CV (%)	1,8	0,8	1,8	1,8	1,2	2,6	2,7
	Per_95%	34,73	37,79	34,81	34,77	38,37	43,52	44,01
	Per_5%	32,85	36,82	32,92	32,88	36,92	39,91	40,42
AUSCULTATION	Moyenne	31,08	36,08	34,12	32,68	34,46	39,2	42,65
	CV (%)	1,1	3,0	1,5	3,3	4,5	7,0	3,5
	Per_95%	31,75	37,94	34,76	34,50	36,46	43,03	44,94
	Per_5%	30,62	34,75	32,97	31,15	31,92	35,50	40,15
DIFFERENCE (%)	Δ Moyenne	7,5	3,3	1,9	2,3	9,3	7,6	0,8
	Δ Per_95%	9,4	0,4	0,1	0,8	5,3	1,1	2,1
	Δ Per_5%	7,3	5,9	0,1	5,5	15,7	12,4	0,7

Les valeurs du Tableau II. 12 montrent que les charges moyennes obtenues par le modèle ne s'écartent pas de plus de 10% par rapport aux moyennes mesurées. En ce qui concerne les fractiles 5% et 95%, l'écart maximal le plus important est d'environ 16%.

Les distributions de pressions interstitielles obtenues en sortie du modèle au niveau des cellules sont également représentées sous forme d'histogrammes. La Figure II. 19 compare, pour toutes les cellules de pression, la distribution obtenue par modélisation avec celle provenant des mesures d'auscultation. Sur la plupart des cellules, mises à part les cellules les plus à l'aval (PX/1 et PX/3) et la cellule PX/7, les distributions obtenues par le modèle apparaissent moins étendues que celles mesurées lors du suivi du barrage et les écarts entre les valeurs des fractiles 5% et 95% sont moins importants.

En effet, l'hétérogénéité des mesures d'auscultation pour une cote de plan d'eau constante peut être causée par deux facteurs qui ne sont pas pris en compte dans la modélisation (en ne considérant pas l'erreur de mesure) : l'effet retard entre l'atteinte du niveau normal d'exploitation et l'établissement des pressions au sein du remblai, et la saisonnalité, certaines cellules y étant sensibles. On remarque d'ailleurs que les histogrammes les plus « étalés » correspondent aux cellules PX/6, PX/5 et PX/2 qui vont avoir le plus tendance à être influencées par les effets des saisons.

La forme des histogrammes est également très différente entre les mesures auscultées et les résultats du modèle. Cela est cependant dû au nombre de données utilisées pour construire ces histogrammes qui est bien plus important dans le cas de la modélisation.

S'il est illusoire de penser que le modèle peut permettre de retrouver exactement la dispersion des pressions observées sur le terrain, la comparaison des résultats obtenus et des mesures d'auscultation montre que le modèle permet d'obtenir des plages et des valeurs moyennes de pressions relativement proches de celles mesurées.

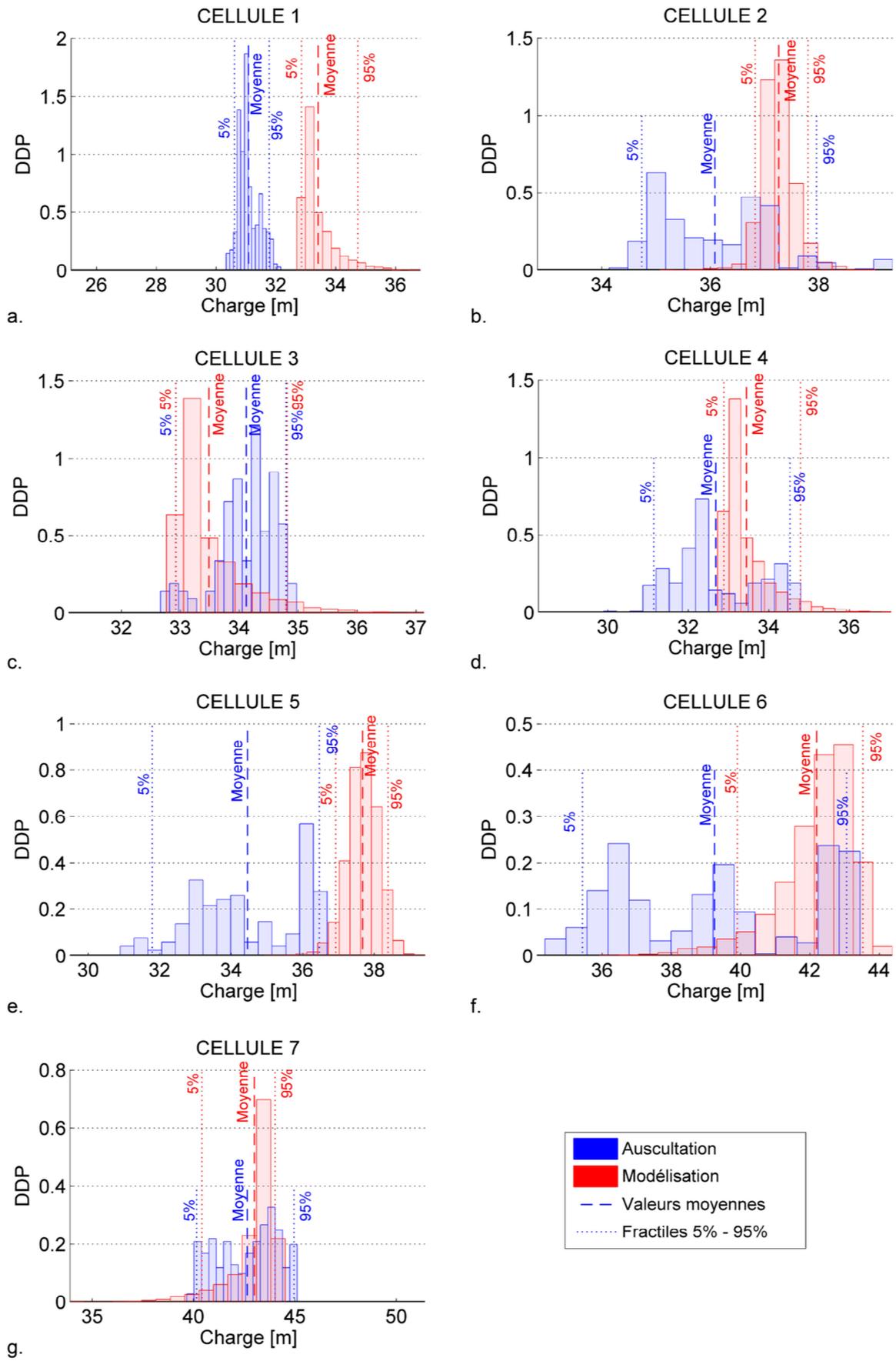


Figure II. 19 Comparaison des distributions des charges totales calculées par le modèle et mesurées in situ

II.4 CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION PROBABILISTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

Nous avons proposé dans cette partie une démarche probabiliste de modélisation de la variabilité spatiale des pressions interstitielles au sein d'un barrage en remblai, développée à partir d'analyses statistiques et géostatistiques des données disponibles sur l'ouvrage.

L'originalité de la démarche repose sur la volonté d'appuyer tout le processus probabiliste sur des données mesurées sur le terrain. Elle permet de valoriser à la fois les données d'études et celles mesurées in situ pendant le chantier et peut être adaptée à un grand nombre d'ouvrages hydrauliques en remblai en fonction du type et du nombre de données disponibles.

La méthode proposée est également basée sur le fait qu'on ne dispose pas d'informations en grande quantité sur les variables d'intérêt (ici la perméabilité des matériaux). Il est alors nécessaire d'utiliser des relations essentiellement empiriques pour évaluer ces variables d'intérêt à partir des variables mesurées sur le terrain disponibles en quantité importante.

La variabilité spatiale au sein du remblai peut être modélisée si on dispose de données localisées sur l'ouvrage, comme c'est généralement le cas pour les mesures de contrôle de compactage. La quantité de données disponibles sur le barrage considéré a toutefois une influence certaine sur la qualité des résultats issus de la démarche probabiliste.

Nous avons montré l'applicabilité de cette démarche sur le cas de notre barrage d'étude. Les données disponibles ont été traitées par des analyses statistiques et géostatistiques qui ont permis de représenter d'une part la variabilité intrinsèque de certaines propriétés géotechniques courantes, et d'autre part de représenter la variabilité spatiale de la densité sèche, pour finalement estimer le champ aléatoire de perméabilité.

L'utilisation d'un modèle hydraulique aux éléments finis, développé dans notre cas d'étude avec le code de calculs aux éléments finis Cast3M, permet de calculer le champ de pressions interstitielles.

Enfin, les simulations de Monte-Carlo, utilisées dans notre cas d'étude par un couplage entre le code éléments finis Cast3M et le logiciel de fiabilité OpenTURNS, rendent possible l'évaluation de la variabilité spatiale du champ de pressions interstitielles.

Les résultats obtenus sur le cas d'étude à l'issue de la démarche probabiliste proposée sont globalement cohérents avec les mesures d'auscultation faites sur l'ouvrage.

Dans notre exemple, les hypothèses faites sur l'estimation de la surface spécifique donnent des valeurs cohérentes mais qui ne sont pas validées par des mesures réalisées en laboratoire, telles que des essais au bleu de méthylène (Konrad et Gabezaz, 2008), ces essais étant rarement effectués dans les projets de barrage en remblai. L'emploi de relations empiriques implique des erreurs dues au modèle choisi qui n'ont pas été considérées dans ce travail. La prise en compte des incertitudes inhérentes aux erreurs de modèle constitue donc une perspective à ce travail de recherche.

Par ailleurs, les données d'auscultation peuvent être mieux valorisées en les exploitant de façon à actualiser la modélisation probabiliste du champ de perméabilité à partir d'une approche par calcul inverse. En effet, les mesures des pressions interstitielles du dispositif d'auscultation pendant la vie en service du barrage n'ont dans notre étude été utilisées que dans un cadre comparatif afin de valider

les résultats du modèle probabiliste. Ces données d'auscultation peuvent être utilisées également comme données d'entrée dans une approche par calcul inverse du champ de perméabilité à partir des mesures de pressions interstitielles (Castelier, 1995a; Castelier, 1995b).

Dans la démarche proposée, la précision des résultats dépend fortement du choix de la méthode de prédiction de la perméabilité. Dans notre cas d'étude par exemple, nous pouvons supposer que la réalisation d'essais supplémentaires tels que l'estimation de la surface spécifique par des valeurs au bleu de méthylène aurait permis d'améliorer la validation du modèle.

Pour qu'une analyse probabiliste telle que celle que nous proposons soit menée de façon correcte, et au vu des paramètres nécessaires dans les méthodes de prédiction, il est recommandé d'effectuer dans les études de barrage en remblai un nombre conséquent (plusieurs dizaines) d'analyses granulométriques et d'essais d'identification permettant une analyse statistique correcte, accompagnés de quelques valeurs au bleu (une dizaine). Les mesures de contrôle de compactage doivent quant à elles être réalisées en grand nombre (plusieurs centaines) afin de permettre l'analyse géostatistique donnant la variabilité spatiale.

PARTIE III.

MODELISATION PROBABILISTE DES PROPRIETES DE RESISTANCE ET COUPLAGE MECANO-FIABILISTE

III.1 INTRODUCTION

Dans la seconde partie de ce travail de recherche, nous avons proposé des méthodes pour la modélisation de la variabilité des pressions interstitielles au sein d'un barrage en remblai basée sur les données recueillies sur un ouvrage de ce type. La modélisation probabiliste des pressions interstitielles développée dans la partie précédente est intégrée dans la démarche probabiliste d'évaluation de la stabilité du barrage en remblai décrite dans la suite, les pressions constituant une donnée d'entrée essentielle dans le mécanisme de rupture par glissement.

Nous nous intéressons désormais à l'évaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages en remblai vis-à-vis du mécanisme de glissement. Cette évaluation dépend de nombreux aspects qui ont été présentés dans la première partie de ce travail : les situations et actions considérées, les modèles géométrique, géotechnique et hydraulique choisis, les méthodes de modélisation de l'état-limite de glissement (équilibre-limite ou éléments finis), et enfin les méthodes de fiabilité permettant de quantifier la sécurité. Cette partie repose sur ces éléments et se focalise sur la modélisation – déterministe et probabiliste :

- des propriétés mécaniques des matériaux constituant le remblai ;
- du mécanisme de glissement.

Dans cette partie, nous proposons des méthodes pour modéliser dans un cadre probabiliste les propriétés de résistance rentrant dans la condition d'état-limite de glissement et un couplage mécano-fiabiliste. A l'instar de la Partie II, notre démarche cherche à valoriser l'ensemble des données disponibles pour modéliser les propriétés de résistance constituant les paramètres d'intérêt.

Cette démarche est ensuite appliquée aux données disponibles sur le barrage d'étude et les résultats obtenus sont comparés avec ceux issus de méthodes classiquement utilisées.

III.2 PROPOSITION D'UNE DEMARCHE PROBABILISTE

La démarche probabiliste d'évaluation de la sécurité d'un barrage en remblai proposée dans cette partie comporte les étapes suivantes (Figure III. 1) :

0. Identification et analyse critique des données disponibles sur le barrage étudié ;
1. Modélisation déterministe des propriétés des matériaux du remblai, qui comprend deux actions :
 - 1a. Choix d'une loi de comportement élasto-plastique relative aux matériaux constituant le remblai ;
 - 1b. Estimation des paramètres de la loi de comportement et des paramètres d'entrée du modèle EF déterministe à partir des données disponibles ;
2. Construction d'un modèle aux éléments finis déterministe permettant l'évaluation de l'état-limite de stabilité d'ensemble et le calcul d'un facteur de sécurité, qui est à associer à deux sous-étapes :
 - 2a. Validation du modèle (par un logiciel commercial) ;
 - 2b. Analyse de sensibilité des paramètres d'entrée du modèle numérique afin d'identifier les paramètres d'intérêt ayant une forte influence sur le facteur de sécurité ;
3. Modélisation probabiliste des paramètres d'intérêt sous forme de variables aléatoires, ou de champs aléatoires. Elle se divise en trois sous-étapes :
 - 3a. Choix de relations de transformation permettant d'obtenir les paramètres d'intérêt à partir des données disponibles sur l'ouvrage ;
 - 3b. Analyse statistique des données obtenues par les essais de laboratoire en vue d'une modélisation par des variables aléatoires ;
 - 3c. Analyse géostatistique des données obtenues par le contrôle de compactage (dont les mesures sont disponibles en grande quantité) en vue d'une modélisation par des champs aléatoires ;
4. Réalisation d'un modèle aux éléments finis stochastiques par couplage mécano-fiabiliste permettant le tirage aléatoire des paramètres d'intérêt et leur intégration au modèle éléments finis :
 - 4a. Obtention d'une distribution du facteur de sécurité calculé par la MEF (par des simulations de Monte-Carlo) ;
 - 4b. Evaluation de la probabilité de défaillance de l'ouvrage au moyen de méthodes fiabilistes à partir de la distribution du facteur de sécurité.

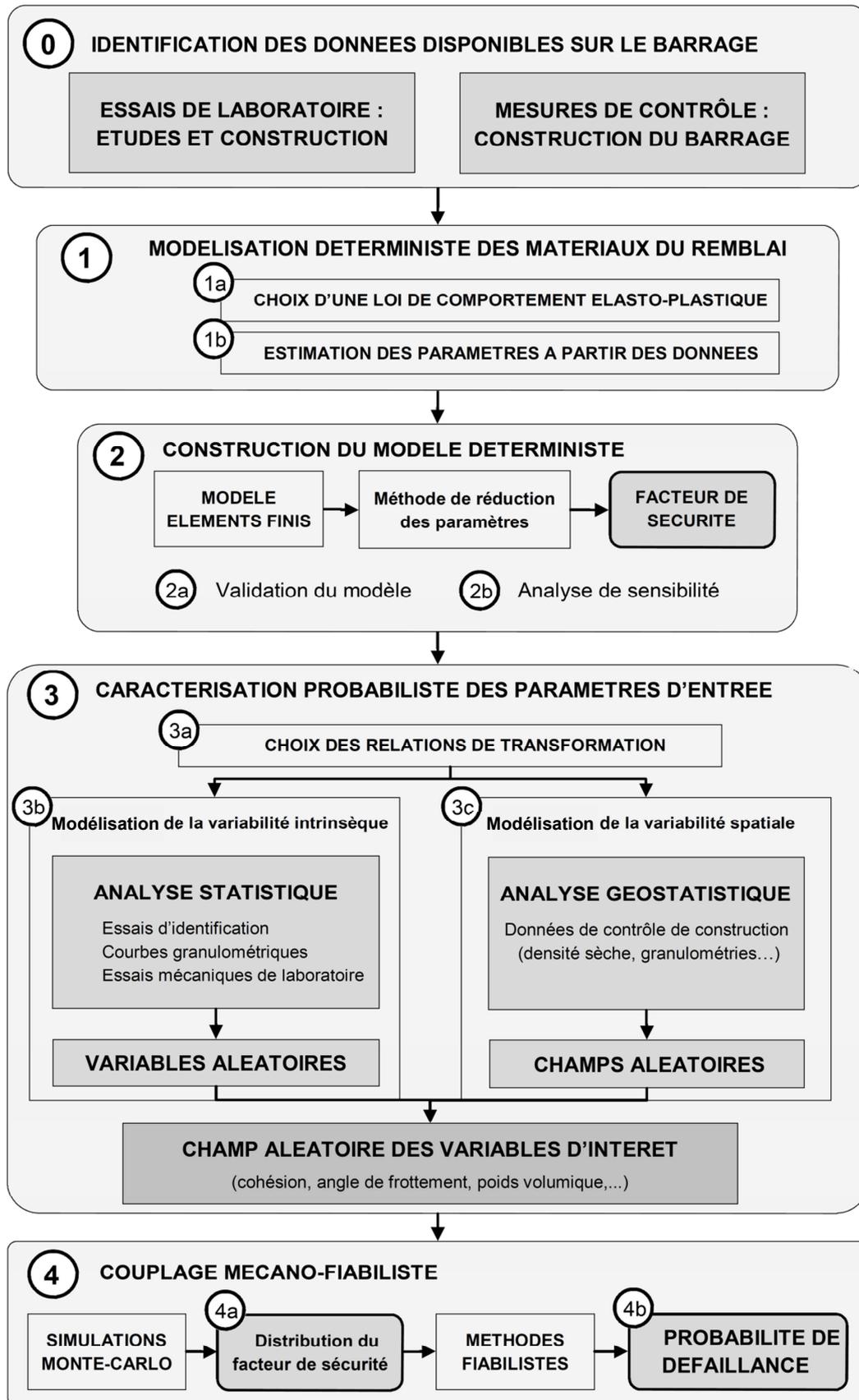


Figure III. 1 Logigramme de la démarche probabiliste pour le calcul de la probabilité de défaillance

III.2.1 MODELISATION DETERMINISTE DES MATERIAUX DU REMBLAI (ETAPE 1)

La première étape de la démarche proposée consiste à caractériser d'une part le comportement des matériaux constituant l'ouvrage dont on cherche à évaluer la stabilité en choisissant une loi élasto-plastique pour les représenter, et d'autre part à estimer de manière pertinente une valeur déterministe pour chacun des paramètres de la loi de comportement, qui associés à d'autres variables, vont constituer les données d'entrée du modèle EF déterministe.

III.2.1.1 Choix d'une loi de comportement élasto-plastique (étape 1a)

Dans une démarche telle que celle que nous proposons, le choix d'une loi de comportement est à faire en fonction du mécanisme à modéliser, des données disponibles sur l'ouvrage, mais surtout en fonction de la précision recherchée et de considérations numériques.

Ici, nous nous intéressons au mécanisme de glissement pouvant conduire à la rupture d'un barrage en remblai. Or, pour calculer le facteur de sécurité relatif au glissement par la méthode des éléments finis, l'évaluation des déformations élastiques importe peu car c'est la modélisation de l'apparition et de l'évolution des déformations plastiques non stabilisées qui est importante.

Parmi les lois à notre disposition et décrites dans (Mestat, 1993; Lee, 1994; Dolzhenko, 2002), nous présentons ici deux lois de comportement classiques de type élasto-plastiques : celles de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager.

En effet, le problème de stabilité des pentes qui intéresse ce travail ne demande pas une modélisation très précise du comportement mécanique des matériaux mais seulement une représentation de l'évolution de la plasticité, ce qui explique pourquoi ces lois, et plus particulièrement celle de Mohr-Coulomb, sont les plus couramment utilisées dans la littérature pour traiter cette problématique (Bergado et Anderson, 1985; Hnang, 1996; Griffiths et al., 2009; Jiang et al., 2014).

Par ailleurs, ces deux lois présentent l'avantage de dépendre de peu de paramètres qu'il va être possible de lier aux données disponibles sur les ouvrages en remblai. Elles permettent une certaine « économie » d'acquisition et de gestion des données qui sont, notamment celles concernant la caractérisation mécanique des matériaux, relativement peu nombreuses et peu variées sur les projets de barrages en remblai.

Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est le premier qui a été proposé pour les sols (Mestat, 1993). Il est utilisé pour les sols pulvérulents et pour les sols cohérents à long terme. Il est caractérisé par les relations :

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2 c \cos \varphi \leq 0 \quad \text{Eq. III. 1}$$

$$G(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + cste \quad \text{Eq. III. 2}$$

où c est la cohésion du matériau, φ son angle de frottement interne, et ψ son angle de dilatance. σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par le critère de Mohr-Coulomb est une pyramide hexagonale d'axe ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) (cf. Figure III. 2).

Il est à noter que le critère de Mohr-Coulomb ne tient pas compte de la contrainte intermédiaire σ_2 .

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Dans le cas particulier dans lequel $\varphi = 0$, ce critère se ramène à celui de Tresca.

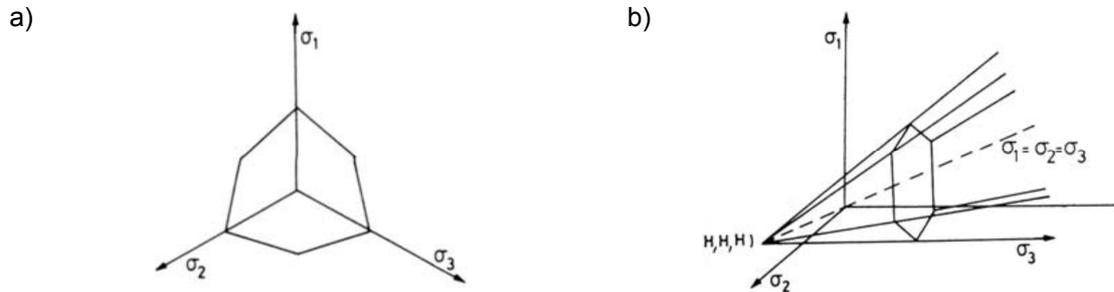


Figure III. 2 Représentation du critère de Mohr-Coulomb : a) dans le plan déviatorique - b) dans l'espace de contraintes (Dolzhenko, 2002)

La loi avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb est caractérisé par cinq paramètres : E, ν, c, φ et ψ , qui peuvent tous être définis à partir d'un essai triaxial axisymétrique de compression.

Bien qu'il existe de nombreux modèles plus complexes, ce critère de plasticité est largement utilisé en géotechnique grâce à sa simplicité et au fait qu'il permette de comparer les résultats obtenus par des analyses éléments finis avec des solutions classiquement utilisées en plasticité (Abbo et Sloan, 1995).

Critère de Drucker-Prager

Le critère de Drucker-Prager est la généralisation de celui de Von Mises aux matériaux pulvérulents. Il dépend du premier invariant du tenseur des contraintes I_1 et du second invariant du tenseur des contraintes déviatoriques J_2 :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \alpha I_1(\sigma_{ij}) - k \leq 0 \tag{Eq. III. 3}$$

$$G(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \beta I_1(\sigma_{ij}) \tag{Eq. III. 4}$$

où k, α et β sont des paramètres de la loi de comportement.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la loi avec critère de Drucker-Prager est un cône d'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (Figure III. 3).

L'élasticité associée est également l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Le critère de Drucker-Prager possède cinq paramètres : E, ν, k, α et β .

Si la règle d'écoulement est associée, les paramètres α et β sont égaux : la dilatance n'est pas prise en compte. Si ces deux paramètres sont nuls, le critère se réduit à celui de Von Mises.

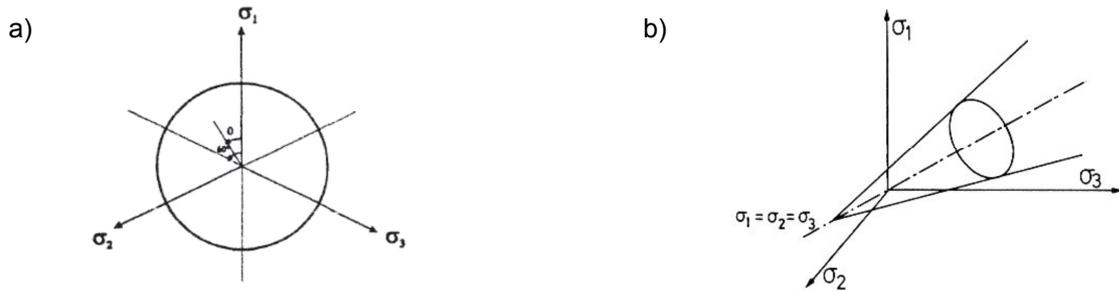


Figure III. 3 Représentation du critère de Drucker-Prager : a) dans le plan déviatorique - b) dans l'espace de contraintes (Lee, 1994; Dolzhenko, 2002)

Des analogies sont possibles entre les critères de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager. Des relations peuvent être établies entre les paramètres (α, β, k) et (φ, ψ, c) dans certaines situations (axisymétrie, déformations planes) (Mestat, 1993) ; elles sont présentées dans le Tableau III. 1.

Tableau III. 1 Relations entre les paramètres de Mohr-Coulomb et ceux de Drucker-Prager (Mestat, 1993)

AXISYMETRIE	$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	$\beta = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)}$	$k = \frac{6 c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$
DEFORMATIONS PLANES	$\alpha = \frac{\tan \varphi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}$	$\beta = \frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$	$k = \frac{3 c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}$

Par ailleurs, le choix d'un critère doit aussi être guidé par les éventuelles difficultés numériques de mise en œuvre du critère. Certaines lois de comportement, comme celle de Mohr-Coulomb par exemple, ont un critère de rupture comportant des arêtes singulières, ce qui peut numériquement se traduire par des difficultés de convergence (Abbo et Sloan, 1995).

Les deux lois présentées ici possèdent cinq paramètres et dépendent directement ou indirectement des paramètres de résistance au cisaillement (cohésion et angle de frottement) qui sont les paramètres d'intérêt de notre travail et qui sont à prendre en compte pour la modélisation du mécanisme de glissement (e.g. méthode de réduction des paramètres, cf. I.3.5.3). L'emploi des deux lois est donc équivalent. Nous retenons la loi de Drucker-Prager dont la surface de rupture conique permet de s'affranchir de difficultés numériques pouvant devenir incompatibles avec une approche fiabiliste.

III.2.1.2 Estimation déterministe des paramètres d'entrée du modèle EF (étape 1b)

En considérant les deux lois de comportement décrites dans le paragraphe précédent et les relations liant (α, β, k) à (φ, ψ, c) , les paramètres nécessaires au comportement du sol sont donc ceux nécessaires à la description de l'élasticité E et ν et ceux propres à la plasticité (φ, ψ, c) . A ceux-là s'ajoute le paramètre γ représentant le poids volumique du matériau. Ces six variables constituent les paramètres d'entrée du modèle mécanique pour le glissement.

Poids volumique

Le poids volumique des matériaux constituant un barrage en remblai est mesuré à de nombreuses reprises lors des mesures de contrôle de compactage. Une valeur déterministe peut être adoptée aisément à partir de ces données.

Paramètres de déformabilité (module d'Young et coefficient de Poisson)

Les paramètres de la loi de déformation élastique de Hooke (module d'Young et le coefficient de Poisson) peuvent être obtenus grâce aux courbes tracées durant des essais triaxiaux CU ou CD (cf. Figure I.5). De tels essais sont disponibles dans le cas de barrages en remblai et une analyse statistique de tous les essais de même type disponibles sur un ouvrage peut donner un ordre de grandeur du module d'Young E . Il est cependant nécessaire d'être prudent sur le module de déformation à considérer en mécanique des sols car différentes définitions de modules existent (cf. I.3.2.3).

Des essais in situ sont parfois réalisés dans le cas des barrages, comme par exemple des essais à la plaque, et peuvent donner des informations concernant le module d'élasticité (Monnet, 2016).

La détermination du coefficient de Poisson nécessite de connaître la courbe liant les déformations suivant l'axe horizontal et l'axe vertical, qui n'est pas toujours tracée sur les essais. Il peut également être obtenu à partir des résultats d'essais œdométriques en supposant le module d'Young en conditions drainées connu à partir de la relation (Griffiths et Lane, 1999) :

$$E' = \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{m_v(1 - \nu')} \quad \text{Eq. III. 5}$$

où m_v est le coefficient de compressibilité volumique issu de l'essai œdométrique.

Paramètres de résistance au cisaillement (cohésion et angle de frottement)

Les valeurs de cohésion et d'angle de frottement peuvent également être obtenues à partir d'essais triaxiaux, soit CU ou CD pour les paramètres effectifs à long terme, soit UU pour les paramètres non drainés (court terme). Ils peuvent également être obtenus par des essais de cisaillement direct. Ces deux types d'essais de laboratoire sont courants et sont réalisés dans le cadre d'un projet de barrage, même si on dispose généralement de peu de mesures.

L'analyse des essais triaxiaux disponibles peut fournir l'ordre de grandeur des paramètres permettant de réaliser la modélisation déterministe. Chaque éprouvette testée fournit un point correspondant au sommet du cercle de Mohr associé à l'essai et, en supposant que toutes les éprouvettes sont formées et traitées de façon homogène, il est possible de reporter tous les essais de même type sur le même graphique, comme illustré sur la Figure III. 4 (CFBR, 2015).

En traçant une droite de régression ajustée sur les points des essais (s'apparentant ainsi à la droite K_f dans le plan de Lambe), il est possible d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement moyen en se rapportant à la droite de Coulomb dans le plan de Mohr par les relations :

$$\sin \varphi' = \tan \alpha' \quad \text{Eq. III. 6}$$

$$c' = \frac{a'}{\cos \varphi'} \quad \text{Eq. III. 7}$$

L'angle α' et le coefficient a' sont définis sur la Figure III. 4.

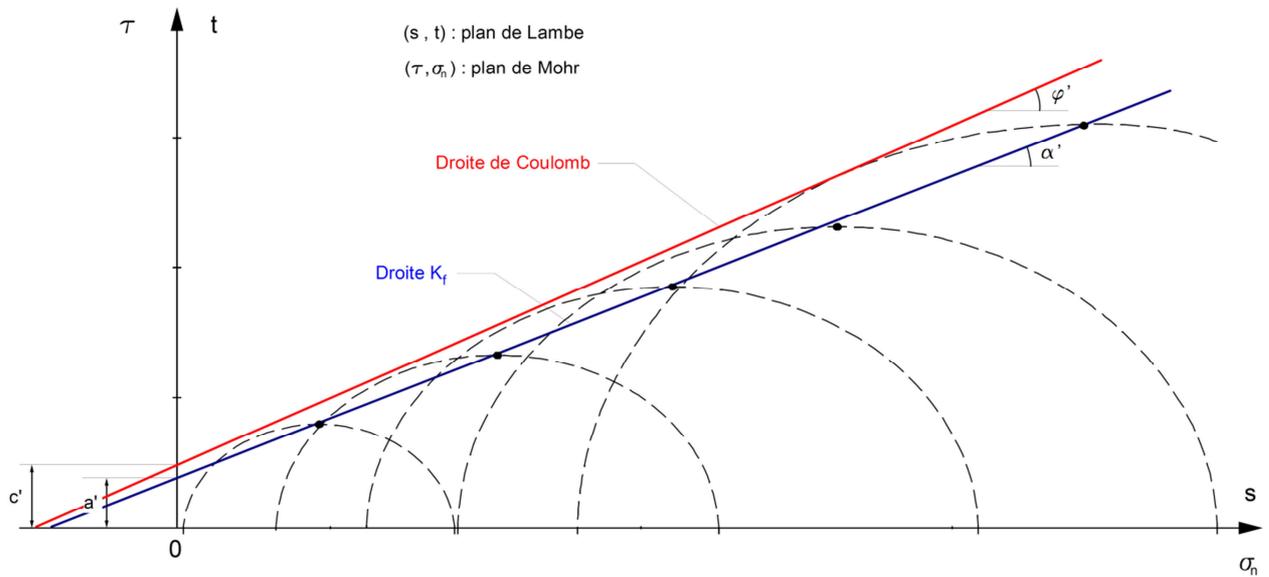


Figure III. 4 Interprétation d'une série d'essais triaxiaux, d'après (CFBR, 2015)

Dilatance

L'angle de dilatance ψ d'un sol se mesure en laboratoire notamment par des essais de cisaillement direct, qui ne sont pas systématiquement réalisés dans le cas des études faites sur les échantillons prélevés sur les zones d'emprunt pour le dimensionnement des barrages en remblai. (Monnet, 2016) recense trois relations permettant d'estimer l'angle de dilatance en fonction de l'angle de frottement effectif φ' , l'angle de frottement critique φ_{cv} et l'angle de frottement intergranulaire φ_μ :

Bolton (1986) $0,8 \psi = \varphi' - \varphi_{cv}$ **Eq. III. 8**

Monnet (2012)
$$\sin \psi = \frac{3\sqrt{2} \left[\frac{2 \sin \varphi' \sqrt{2}}{3 - \sin \varphi'} - \tan \varphi_\mu \right]}{4 + \sqrt{2} \left[\frac{2 \sin \varphi' \sqrt{2}}{3 - \sin \varphi'} - \tan \varphi_\mu \right]}$$
 Eq. III. 9

Rowe (1962)
$$\sin \psi = \frac{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \frac{1 + \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{cv}} - 1}{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \frac{1 + \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{cv}} + 1}$$
 Eq. III. 10

(Monnet, 2016) indique que, vu la faible différence entre les angles φ_{cv} et φ_μ , l'angle de dilatance peut être estimé à partir des trois formules en prenant $\varphi_{cv} = \varphi_\mu$. L'auteur donne également les valeurs de φ_{cv} et φ_μ en fonction de la classe du sol et de son indice de plasticité I_p .

III.2.2 MODELE MECANIQUE DETERMINISTE AUX ELEMENTS FINIS (ETAPE 2)

Après avoir décrit dans la section précédente la modélisation déterministe des paramètres des matériaux à prendre en compte dans la loi de comportement, nous décrivons ici la modélisation déterministe du mécanisme de glissement d'un barrage en remblai utilisant la méthode des éléments finis, la validation du modèle et son utilisation pour dégager les paramètres d'intérêt à prendre en compte dans une analyse probabiliste.

Les codes éléments finis à utiliser dans le cadre de notre démarche doivent permettre l'intégration de champs aléatoires et peuvent avoir été développés dans un autre objectif que celui de la modélisation des sols et des structures géotechniques. Il peut donc être nécessaire de développer ces codes pour leur implémenter certains éléments tels que la loi de comportement, la méthode de réduction des paramètres de cisaillement et le calcul du facteur de sécurité.

III.2.2.1 Hypothèses de modélisation

Le développement du modèle déterministe nécessite de poser certaines hypothèses de modélisation relatives à la géométrie, aux modes de construction, aux actions et aux conditions aux limites.

Géométrie

De la même façon que pour le modèle hydraulique, la géométrie du barrage à adopter dans la modélisation doit être la plus réaliste possible mais raisonnablement simplifiée en ne considérant pas certains éléments dont la modélisation précise aurait un impact négligeable dans l'étude mécanique de la stabilité (couche de terre végétale, murets,...).

Dans ce travail, la modélisation est effectuée en 2D selon une section type de l'ouvrage, ce qui correspond à l'approche généralement adoptée pour l'étude du mécanisme de glissement d'un barrage en remblai.

Cette approche conduit à considérer l'hypothèse de déformations planes (la déformation suivant l'axe perpendiculaire au plan modélisé est supposée nulle), comme dans la majorité des études de stabilité visant à l'étude fiabiliste, à cause de la géométrie des barrages en remblai dont la dimension suivant l'axe transversal (longueur) est largement supérieure aux deux autres (hauteur et largeur).

Modes de construction du remblai

Les contraintes initiales peuvent être numériquement obtenues en modélisant la construction du remblai de différentes façons. La première (et la plus simple) consiste à augmenter progressivement le poids propre du remblai en le considérant déjà en place. La seconde consiste à modéliser physiquement la construction par couches du barrage en remblai, ce qui complique grandement la modélisation (Masekanya, 2008).

La prise en compte de l'une ou l'autre démarche va influencer le champ de contraintes mais pas le facteur de sécurité final (Masekanya, 2008). Griffiths et Lane (1999) ont montré que le facteur de sécurité est insensible au mode de chargement, sous réserve d'utiliser un modèle élasto-plastique simple qui ne le prend pas en compte.

Nous proposons d'adopter le premier type de modélisation considérant le remblai déjà en place avec augmentation progressive de la gravité.

Actions

En situation normale d'exploitation, les trois actions principales à considérer sont les pressions interstitielles dues à l'écoulement interne au remblai, la pression hydrostatique exercée par la retenue sur le parement amont de l'ouvrage et le fond de la retenue, et le poids propre de l'ouvrage (cf. I.3.1.2.). Le modèle éléments finis doit permettre d'intégrer ces trois actions. La modélisation des pressions interstitielles a été traitée dans la Partie II de notre étude. La modélisation des deux dernières peut facilement être faite par des forces et des pressions, ce que permettent généralement les codes aux éléments finis.

Conditions aux limites

Les conditions aux limites à prendre en compte sont celles couramment employées dans les modélisations géotechniques :

- les déplacements sont considérés nuls suivant les axes vertical et horizontal sur la base du modèle (encastrement) ;
- blocage des déplacements horizontaux sur les bords latéraux du modèle.

III.2.2.2 Prise en compte de la succion matricielle

Nous avons vu dans la Partie I qu'il était important de prendre en compte le comportement non saturé des sols, et dans la Partie II comment nous pouvions obtenir, à partir des données disponibles sur un barrage en remblai, la courbe de rétention permettant de le représenter. La non saturation a une influence sur l'écoulement dans le remblai mais également sur son comportement mécanique : l'hétérogénéité de saturation du sol va modifier d'une part le poids volumique du milieu, et d'autre part créer des forces de cohésion par capillarité.

L'équation Eq. III. 11 décrit l'expression du poids volumique apparent γ_{app} en fonction de la porosité n et du degré de saturation du sol S_r , γ_s et γ_w étant respectivement le poids volumique solide du sol et celui de l'eau (Masekanya, 2008) :

$$\gamma_{app} = (1 - n) \gamma_s + n S_r \gamma_w \quad \text{Eq. III. 11}$$

L'utilisation de la contrainte effective de Bishop (cf. Eq. I.5) avec l'égalité $\chi(S_r) = S_r$ modifie l'expression de la contrainte de cisaillement $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$ qui devient, avec les notations utilisées au I.3.3.1 (Masekanya, 2008) :

$$\tau = c' + S_r \tan \varphi' u_s + (\sigma - u_a) \tan \varphi' \quad \text{Eq. III. 12}$$

Nous voyons donc apparaître un terme de cohésion supplémentaire $c_a(u_s) = S_r \tan \varphi' u_s$ relatif à la cohésion capillaire et dépendant de la succion matricielle u_s . La cohésion apparente totale s'écrit alors :

$$c_{app} = c' + c_a(u_s) = c' + S_r \tan \varphi' u_s \quad \text{Eq. III. 13}$$

Dans la démarche que nous proposons, la prise en compte des relations Eq. III. 11 et Eq. III. 13 dans le modèle mécanique peut être faite pour tenir compte de la non saturation à partir du champ de succion matricielle donné par la modélisation hydraulique décrite dans la Partie II. Dans une approche non couplée entre les modèles hydraulique et mécanique, l'intégration dans le modèle de ces deux relations peut être facilement réalisée.

III.2.2.3 Calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis

Le calcul du facteur de sécurité par la méthode des éléments finis, et plus particulièrement par celle dite de réduction des paramètres de résistance, a été présenté au I.3.5.3 et nous avons mis en évidence le fait que la rupture d'un massif de sol n'est pas simple à définir numériquement et que de nombreux auteurs employant la méthode de réduction des paramètres considèrent la non convergence du calcul aux éléments finis pour estimer le facteur de sécurité.

Cette façon de procéder peut cependant être problématique dans le cadre d'une analyse probabiliste nécessitant l'enchaînement d'un grand nombre d'appels au modèle déterministe aux éléments finis, la non convergence étant souvent à l'origine de l'arrêt du code de calcul.

Nous proposons donc d'autres approches alternatives à celle considérant la non convergence pour le calcul du facteur de sécurité : la première est basée sur le calcul du travail du second ordre, la seconde sur l'analyse des courbes d'évolution tracées lors de la réduction.

Travail du second ordre

Un des problèmes les plus complexes en géomécanique est de définir, d'analyser et de simuler la rupture (Darve et al., 2004). Pour les géomatériaux, la notion de rupture est souvent décrite par l'existence de certains états de contraintes limites définissant une surface de rupture dans l'espace des contraintes (Laouafa et al., 2011; Nicot et al., 2011). Cependant, il a été observé en pratique que la rupture peut se produire bien avant que cette surface de rupture (pouvant par exemple être définie par le critère de Mohr-Coulomb) ne soit atteinte, à cause de la non-associativité. Le phénomène de liquéfaction en est par exemple une illustration (Khoa, 2005). En effet, les sols sont reconnus comme étant les matériaux les plus fortement non-associés à cause de la dépendance à la pression de leur comportement plastique (Nicot et al., 2011).

Cette première conclusion motive la définition d'un critère de stabilité plus global. Hill (1958) a proposé un critère de stabilité d'un système mécanique basé sur l'analyse du signe du travail du second ordre. D'après (Hill, 1958), un système est considéré comme instable si pour une petite perturbation de contrainte, la déformation peut se poursuivre de manière infinitésimale sans apport d'énergie extérieure au système (Khoa, 2005). Dans le cadre de l'élasto-plasticité associée, le critère de Hill s'exprime par l'inégalité suivante :

$$w_2 = d\underline{\sigma}' : d\underline{\varepsilon} > 0 \quad \text{Eq. III. 14}$$

stipulant qu'un état de contraintes-déformations est stable si, pour tout couple $(d\underline{\sigma}', d\underline{\varepsilon})$ d'incrémentes de contrainte effective et de déformation, le travail du second ordre w_2 est strictement positif.

Ce critère de stabilité suppose donc que l'initiation de la rupture est associée à l'apparition d'instabilités. Il a été récemment utilisé dans un certain nombre d'études relatives aux géomatériaux (Darve et al., 2004; Laouafa et al., 2011; Nicot et al., 2011; Nicot et Darve, 2015). Certains auteurs l'ont également considéré pour évaluer la stabilité des pentes (Khoa, 2005; Prunier et al., 2009; Lafifi, 2011) Il fait intervenir des notions plus complexes qui ne sont pas abordées ici. Nous renvoyons le lecteur à la littérature citée pour plus de détails.

Le critère de stabilité de Hill a déjà été utilisé avec les codes aux éléments finis PLAXIS (Lafifi, 2011), LAGAMINE (Khoa, 2005), et Cast3M (Prunier, 2014). Le calcul du travail du second ordre dans un code éléments finis est effectué pour tous les points d'intégrations du milieu continu et entre deux pas d'équilibre successifs. L'instabilité correspondrait au non respect de la condition Eq. III. 14 en un point qui peut être considéré comme un indicateur de la rupture locale et donc l'amorce de la rupture globale (Khoa, 2005).

Khoa (2005). propose, pour plus de lisibilité, de normaliser le travail du second ordre local w_{2n} par rapport au produit des normes des incréments de contraintes $\|d\sigma'\|$ et de déformations $\|d\varepsilon\|$:

$$w_{2n} = \frac{d\sigma':d\varepsilon}{\|d\sigma'\|\|d\varepsilon\|} \quad \text{Eq. III. 15}$$

En sommant la quantité w_{2n} sur l'ensemble du domaine d'étude, il est possible de déterminer le travail du second ordre global $W_{2n} = \sum_i w_{2n,i}$.

Le critère de Hill peut être utilisé dans une démarche telle que celle que nous proposons pour définir l'apparition de la rupture en étudiant le signe de la grandeur scalaire w_{2n} . L'avantage de ce critère est qu'il est physiquement fondé et, en outre, relativement facile à mettre en œuvre dans une modélisation par éléments finis.

Analyse des courbes d'évolution au cours de la réduction des paramètres de résistance

La courbe d'évolution de certaines variables au cours du processus de réduction des paramètres de résistance, comme le déplacement maximal, peut avoir une forme particulière (cf. Figure I. 12). Griffiths et Lane (1999) décrivent par exemple une accélération brutale du déplacement maximal à l'approche de la rupture.

(Fell et al., 2000) précisent que, pour des glissements de terrains naturels, du fait de la nature visqueuse des sols, le taux de mouvement v , correspondant au déplacement en fonction du temps, ne passe pas abruptement de 0 à 1 lorsque le facteur de sécurité F_s devient inférieur à 1 mais qu'il augmente progressivement en fonction du niveau de contrainte de cisaillement appliqué. Ils montrent que ce taux de déplacement peut se mettre sous la forme d'une loi puissance de paramètres A et n :

$$v = A \left(\frac{1}{F_s} \right)^n \quad \text{Eq. III. 16}$$

Nous proposons ici est de tracer les courbes de certaines variables évoluant au cours de la réduction des paramètres et d'ajuster sur ces courbes des relations mathématiques asymptotiques prédéfinies permettant soit de déterminer directement le facteur de sécurité, soit de participer à un critère numérique permettant son estimation.

L'extrapolation de la courbe asymptotique permet de prédire la prochaine valeur de la variable d'étude afin d'arrêter le calcul avant que la non convergence, causant souvent l'arrêt brutal du code de calcul, ne survienne.

A titre d'illustration, si on reprend l'exemple de la Figure I. 12 et que l'on considère que le déplacement maximal tend vers l'infini lorsque le facteur de réduction tend vers le facteur de sécurité, l'ajustement d'une équation mathématique comportant une asymptote verticale permet de prédire le facteur de sécurité tout en restant à des facteurs de réduction bien inférieurs (Figure III. 5).

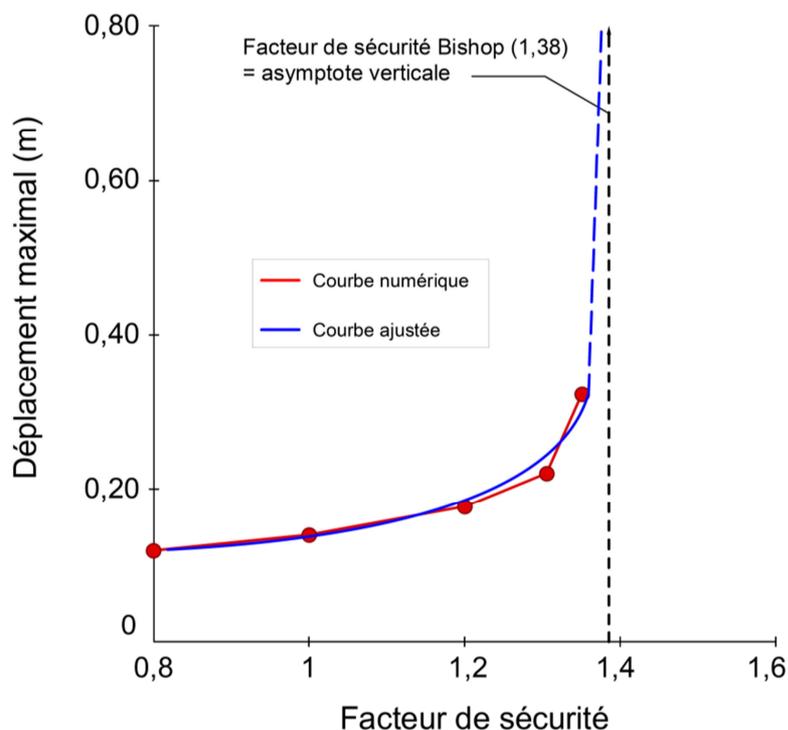


Figure III. 5 Exemple d'ajustement d'une courbe d'évolution

Les deux approches présentées dans cette section – critère de stabilité défini par le travail du second ordre et ajustement des courbes d'évolution du déplacement maximal – sont des propositions de critères d'arrêt du calcul numérique afin d'éviter l'occurrence de la non convergence pouvant causer l'arrêt de certains codes de calcul.

III.2.2.4 Validation du modèle déterministe (étape 2a)

Le modèle déterministe aux éléments finis développé à ce stade de la démarche doit faire l'objet d'une validation qui permettra de justifier son utilisation dans une analyse probabiliste.

Comme certains développements peuvent être nécessaires sur le code éléments finis employé, les valeurs de facteur de sécurité calculées par le modèle doivent être validées par les méthodes à l'équilibre-limite classiquement utilisées. Un modèle le plus proche possible de celui développé doit être construit avec un logiciel aux éléments finis largement utilisé et répandu dans le domaine (PLAXIS, Geostudio,...). Les modèles doivent donner des valeurs de contraintes et de déplacements similaires. Les facteurs de sécurité doivent également être relativement proches et pourront être comparés par exemple sur un graphique tel que celui de la Figure III. 6.

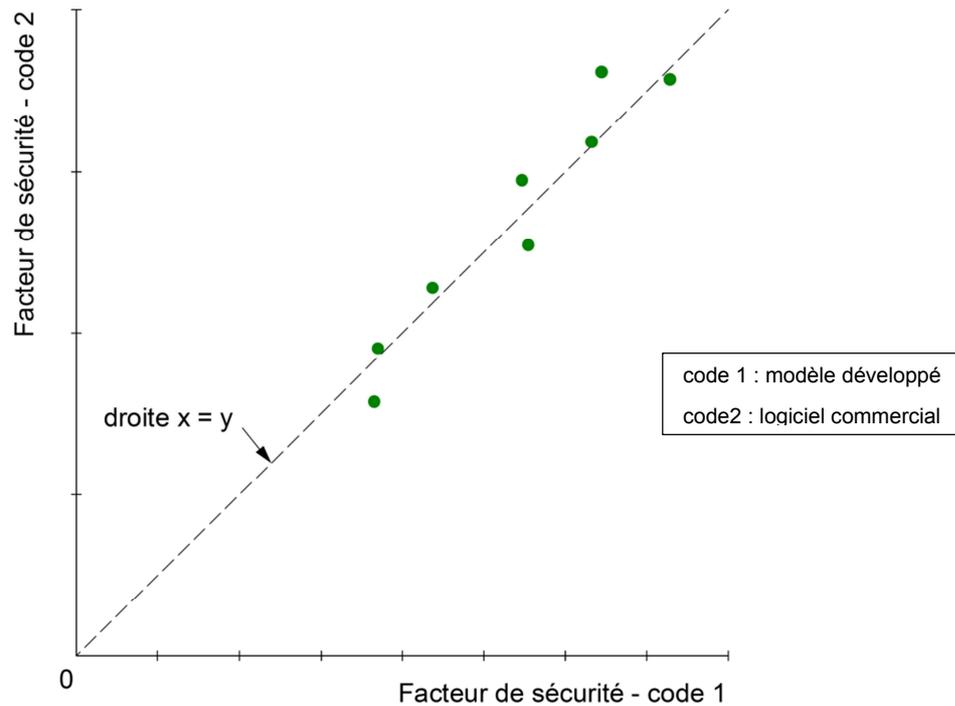


Figure III. 6 Validation du modèle EF - exemple de figure comparative

III.2.2.5 Analyse de sensibilité des paramètres d'entrée du modèle EF déterministe (étape 2b)

Des auteurs comme Griffiths et Lane (1999) ont étudié l'effet de la variation de certains paramètres sur la stabilité des pentes. Ils montrent l'influence importante des paramètres de résistance au cisaillement sur le facteur de sécurité. Griffiths et Lane (1999) indiquent que, sur les six paramètres nécessaires au modèle mécanique de glissement utilisant la méthode des éléments finis, seuls trois d'entre eux, γ , c et φ , auront une influence significative sur le facteur de sécurité. En effet :

- le problème de stabilité des pentes étant peu confiné, l'angle de dilatance a peu d'influence ;
- les paramètres d'élasticité E' et ν' ont une influence sur les déformations calculées mais peu sur le facteur de sécurité.

Afin de vérifier ces éléments, nous proposons d'effectuer systématiquement une analyse de sensibilité des paramètres, autant mécaniques qu'hydrauliques, intervenant dans le modèle aux éléments finis. Cette analyse de sensibilité permettra d'identifier de façon claire les paramètres qui auront un intérêt à être pris en compte de manière probabiliste.

III.2.3 MODELISATION PROBABILISTE DES PARAMETRES D'INTERET (ETAPE 3)

Les sections précédentes ont présenté la modélisation déterministe des paramètres d'entrée (III.2.1) nécessaires au modèle déterministe (III.2.2). A ce stade, les paramètres d'intérêt du modèle EF doivent être identifiés grâce à une analyse de sensibilité.

Dans cette section, nous nous intéressons à la troisième étape de la démarche qui est la modélisation probabiliste des paramètres d'intérêt. Cette étape est problématique car nous disposons seulement d'un nombre important de données physiques mais peu de mesures des paramètres d'intérêt, ce qui exclut l'analyse probabiliste directe.

Nous proposons donc des méthodes pour pallier ce manque de données concernant les paramètres d'intérêt à partir des données disponibles et de relations de transformation issues de la littérature. D'après ce qui a été vu dans la section III.2.2.5, nous nous attarderons surtout sur la modélisation de la densité et des paramètres de résistance au cisaillement.

III.2.3.1 Revue bibliographique des relations de transformation

Les relations empiriques ou théoriques reliant les paramètres géotechniques entre eux ont été largement étudiées et développées dans la littérature consacrée à la géomécanique. Nous en citons ici une liste non exhaustive issue en grande partie des travaux de synthèse de Kulhawy et Mayne (1990) et de Monnet (2016). Le Tableau 1 de l'Annexe C résume les différentes relations directes répertoriées lors de notre recherche bibliographique. Nous le commentons et en détaillons brièvement certaines dans la suite.

L'objectif souhaité est ici d'utiliser certaines des relations pour représenter la variabilité des paramètres géotechniques ayant une influence sur le facteur de sécurité au glissement, notamment celle de la cohésion et de l'angle de frottement, dont les mesures sont disponibles en nombre limité, à partir de ceux disponibles sur le barrage étudié.

Relations permettant d'obtenir l'angle de frottement

De nombreuses corrélations entre l'angle de frottement et d'autres paramètres géotechniques ont été décrites dans la littérature. Un premier lien peut être fait avec les propriétés de densité. Caquot (1939) montre que le produit de l'indice des vides et de la tangente de l'angle de frottement est une constante (Eq. III. 17). Plus tard, (Maeda et Miura, 1999) propose une relation logarithmique entre la tangente de l'angle de frottement et la densité relative D_r (Eq. III. 18).

Auteur	Relation		Lien avec densité
Caquot(1939)	$e \cdot \tan(\varphi) = cste$	Eq. III. 17	$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$
MaedaetMiura (1999)	$\log(\tan \varphi) = a \cdot D_r + b$	Eq. III. 18	$D_r = \frac{\rho_{d_max}(\rho_d - \rho_{d_min})}{\rho_d(\rho_{d_max} - \rho_{d_min})}$

D'autres auteurs cités (cf. Annexe C) relient l'angle de frottement à la plasticité au travers des limites d'Atterberg et notamment de l'indice de plasticité (Mitchell, 1976; Dysli, 2011). (Dysli, 2011) propose également une relation linéaire entre l'angle de frottement et le pourcentage d'argile du sol mais cette relation est peu fiable (coefficients de détermination R^2 faibles) et spécifique à un matériau (argiles de l'arc alpin).

Enfin, des travaux ont mis en avant la corrélation existante, notamment pour des sables, entre l'angle de frottement et la résistance de pointe obtenue lors d'essais pénétrométriques statiques (Robertson et Campanella, 1983; Chen et Juang, 1996). Llanca-Vargas (2014) a montré à partir d'essais réalisés sur des sables et des limons que cette corrélation pouvait se mettre sous une forme logarithmique, ce qui confirme les résultats trouvés par (Villavicencio et al., 2011).

Relations permettant d'obtenir l'angle de dilatance

L'angle de dilatance peut être obtenu à partir de l'angle de frottement au moyen des relations précédemment décrites dans la section III.2.1.2 et détaillées dans (Monnet, 2016).

Relations permettant d'obtenir la cohésion

De nombreuses relations permettent d'obtenir la cohésion non drainée, notamment en ce qui concerne les sols argileux (cf. Annexe C). Plusieurs auteurs montrent que le rapport entre la cohésion non drainée C_{UU} et la contrainte de préconsolidation σ'_p est constant (Jamiolkowski, 1985; Mesri, 1989; Boutonnier, 1983; Coste, 2014); d'autres considèrent qu'il évolue linéairement en fonction de l'indice de plasticité I_p (Skempton, 1957; Wroth et Housby, 1985; Chandler, 1988).

Les autres relations du tableau 1 de l'Annexe C relient la cohésion non drainée à l'indice de liquidité I_L dépendant de la teneur en eau naturelle w_n , de la limite de plasticité PL et de l'indice de plasticité I_p .

La cohésion non drainée peut également être déduite des mesures de la résistance de pointe au pénétromètre (Arbaoui, 2003; Monnet, 2016).

Dans tous les travaux considérés dans notre recherche bibliographique, nous constatons qu'il n'existe pas, ou très peu, de corrélations concernant directement la cohésion effective : une seule relation graphique entre ce paramètre et l'indice de consistance I_c a été identifiée dans la synthèse bibliographique faite dans (Dysli, 2011). Il s'agit cependant d'une relation purement empirique développée sur des sols bien particuliers. Cela est dû au fait que les propriétés de résistance au cisaillement à long terme sont intrinsèques au sol et ne sont pas dépendantes d'autres propriétés contrairement aux paramètres de résistance à court terme.

Relations permettant d'obtenir les paramètres de déformabilité E et ν

Une seule relation liant le module E_{50}^U à la cohésion non drainée et à l'indice de plasticité est donnée par (Termaat, 1985). Il s'agit cependant d'une approximation et il est difficile d'en déduire un module d'Young effectif. (Arbaoui, 2003) décrit de façon précise les différentes méthodes et essais permettant d'obtenir le module d'Young et développe un essai de déformabilité au pénétromètre.

Relations faisant intervenir d'autres paramètres géotechniques

D'autres relations ne concernent pas directement les paramètres à prendre en compte dans la modélisation mécanique aux éléments finis mais elles peuvent être utilisées dans notre démarche pour valoriser certaines données disponibles sur le barrage étudié ou pour compléter un échantillon de données issues d'essais de laboratoire à partir d'essais in situ (cf. Annexe C).

Ainsi, (Popovic, 1980; Fleureau, 2002; Gress, 2002) proposent des relations linéaires ou polynomiales entre les paramètres optimaux – densité et teneur en eau – de l'essai Proctor et l'indice de liquidité.

D'autres auteurs montrent qu'une relation linéaire existe entre la limite de liquidité et le coefficient de consolidation mesurable à l'essai œdométrique (Terzaghi et Peck, 1967; Biarez et Favre, 1975; Wood, 1990).

Enfin, l'évolution de l'indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité a été étudiée par (Casagrande, 1940) qui propose des relations linéaires permettant de séparer les argiles et limons peu plastiques des argiles et limons très plastiques (Monnet, 2016). (Favre, 1980) et (Wood, 1990) ont ensuite montré expérimentalement qu'une corrélation linéaire existait pour un groupe de sols donné.

Au final, nous constatons que, malgré le fait qu'il existe un nombre important de corrélations entre paramètres géotechniques, certains paramètres, comme la cohésion effective ou le module d'Young, restent difficiles à obtenir sans mesures directes alors que d'autres, comme l'angle de frottement effectif ou la cohésion non drainée, peuvent être reliés à d'autres paramètres géotechniques.

III.2.3.2 Choix de relations de transformation en fonction des données disponibles (étape 3a)

Le choix des relations de transformation est influencé par le nombre de données disponibles sur le barrage étudié. Les relations dépendant de la densité sont à favoriser car elles permettront de valoriser les mesures de contrôle de compactage disponibles généralement en plus grande quantité.

Choix de relations de transformation pour l'angle de frottement

Pour la modélisation de l'angle de frottement, l'emploi des relations Eq. III. 17 et Eq. III. 18 est donc préférable dans le cas général, les autres relations dépendant plutôt de paramètres granulométriques ou de plasticité. Plusieurs méthodes peuvent cependant être utilisées en parallèle afin de vérifier les valeurs obtenues.

Nous proposons d'employer les relations dépendant de la densité et d'en valider les résultats à partir d'autres relations dépendant de données disponibles sur le barrage étudié mais en quantité moindre (indice de plasticité, granulométries...).

Choix de relations de transformation pour la cohésion

La cohésion non drainée est un paramètre intéressant lorsqu'on souhaite étudier une situation transitoire dans la vie du barrage (vidange rapide, fin de construction,...). Bien que nous ayons choisi de considérer uniquement la situation normale d'exploitation (cf. I.3.1.1), il reste intéressant de définir les relations adéquates pour déterminer la cohésion non drainée dans le cas où cette démarche serait adaptée à d'autres situations d'étude. Les relations de transformation concernant la cohésion non drainée lient toutes ce paramètre aux limites d'Atterberg. Cependant un lien avec la densité peut être établi à partir des relations faisant intervenir la contrainte de préconsolidation. Nous proposons donc de favoriser ces méthodes (Skempton, 1957; Wroth et Houlsby, 1985; Chandler, 1988).

Nous avons vu qu'une seule relation, concernant la cohésion effective (long terme), a pu être identifiée lors de notre recherche bibliographique, et qu'elle n'est valable que pour un certain type de sols. La corrélation linéaire entre la cohésion effective et l'indice de consistance doit être déterminée sur les mesures disponibles sur le barrage considéré. Cela demande d'avoir des échantillons pour lesquels un essai triaxial et des essais d'identification ont été menés en laboratoire. Si la régression est mauvaise, nous proposons de ne pas tenir compte de la relation de transformation et de ne

travailler qu'en utilisant directement les valeurs de cohésion effective mesurées à l'essai triaxial ou par cisaillement direct.

III.2.3.3 Modélisation de la variabilité intrinsèque (étape 3b)

Cette section présente la méthodologie qui peut être adoptée pour caractériser la variabilité intrinsèque des paramètres géotechniques influençant le facteur de sécurité au glissement : densité, angle de frottement et cohésion, ainsi que celle des paramètres intermédiaires dont dépendent les relations de transformation (limites d'Atterberg et granulométries). L'analyse statistique va fournir les paramètres de tendance centrale (moyenne, médiane,...) et de dispersion (écart-type, fractiles, extrema,...) ainsi que les densités de probabilités permettant la modélisation des paramètres incertains par variables aléatoires.

Modélisation de la variabilité intrinsèque de la limite de liquidité et de la granulométrie

La méthodologie permettant de représenter de façon probabiliste la granulométrie et les paramètres de plasticité des matériaux d'un barrage en remblai à partir des mesures effectuées sur l'ouvrage a été exposée dans la section II.2.2.1 de la Partie II. Le traitement statistique proposé des données disponibles sur le barrage peut également être utilisé dans la démarche mécanique pour représenter la limite de liquidité, l'indice de plasticité et le pourcentage de fines des matériaux par des variables aléatoires.

Modélisation de la variabilité intrinsèque de la densité sèche

La modélisation probabiliste de la densité peut être faite directement par une analyse statistique des mesures de contrôle de compactage qui sont disponibles en quantité suffisante pour garantir la représentativité des distributions obtenues. Cette analyse permet d'obtenir les propriétés statistiques des échantillons de densités mesurées sur les différentes zones de l'ouvrage.

Ce traitement statistique est fait de façon implicite dans la Partie II afin d'obtenir le champ aléatoire de densité sèche permettant d'obtenir celui de perméabilité.

Modélisation de la variabilité intrinsèque des paramètres de résistance au cisaillement

Nous avons vu que les essais triaxiaux ou de cisaillement direct sont généralement réalisés dans le cas de projet de barrages en remblai mais en nombre insuffisant pour en caractériser la dispersion de manière satisfaisante à partir d'une analyse statistique.

Une première approche pour modéliser la variabilité des paramètres de résistance au cisaillement consiste à utiliser les relations de transformation décrites au III.2.3.1 en modélisant les paramètres dont dépendent les relations (limites d'Atterberg, granulométrie ou densité) par des variables aléatoires à partir des traitements décrits dans les paragraphes précédents. Il convient auparavant de valider l'emploi d'une ou plusieurs relations de transformation selon le type de sol analysé en vérifiant que ces relations donnent des valeurs cohérentes avec celles observées lors des essais. Ces relations sont valables pour l'angle de frottement et la cohésion non drainée.

Nous proposons dans un second temps de représenter les paramètres de résistance au cisaillement à long terme à partir du traitement des essais triaxiaux disponibles présenté dans la section III.2.1.2.

Dans celui-ci, les valeurs moyennes de cohésion et d'angle de frottement sont obtenues en réalisant une régression linéaire sur l'ensemble des sommets des cercles de Mohr issus des essais triaxiaux réalisés et en transformant la droite obtenue (droite K_f) en droite de Coulomb. Comme le nombre d'essais reste insuffisant pour une caractérisation probabiliste à partir d'une analyse statistique, nous proposons d'introduire une erreur de modèle. La démarche proposée consiste alors à étudier les incertitudes sur la régression linéaire effectuée afin d'en déduire celles concernant les paramètres c' et φ' (Figure III. 7). Les étapes à réaliser sont les suivantes :

- régression linéaire sur les sommets des cercles de Mohr des essais disponibles donnant la droite K_f de coefficient directeur $\tan \alpha'$ et d'ordonnée à l'origine a' ;
- calcul des incertitudes sur $\tan \alpha'$ et a' à partir des résultats de l'analyse de la régression : on obtient alors en plus de la valeur moyenne un écart-type sur $\tan \alpha'$ et a' , ainsi que leurs valeurs extrêmes ;
- propagation des incertitudes sur $\tan \alpha'$ et a' : en supposant que $\tan \alpha'$ et a' suivent une loi normale tronquée, on réalise des tirages aléatoires donnant des échantillons de $\tan \alpha'$ et a' que l'on transforme en échantillons de c' et φ' à partir des équations Eq. III. 6 et Eq. III. 7 ;
- analyse statistique des échantillons obtenus et ajustement d'une loi de probabilité correspondante (normale, lognormale, etc.).

Cette méthode permet au final de représenter la cohésion et l'angle de frottement par des variables aléatoires dont la distribution est uniquement basée sur l'exploitation des essais triaxiaux effectués sur des échantillons de matériaux utilisés pour la construction de l'ouvrage.

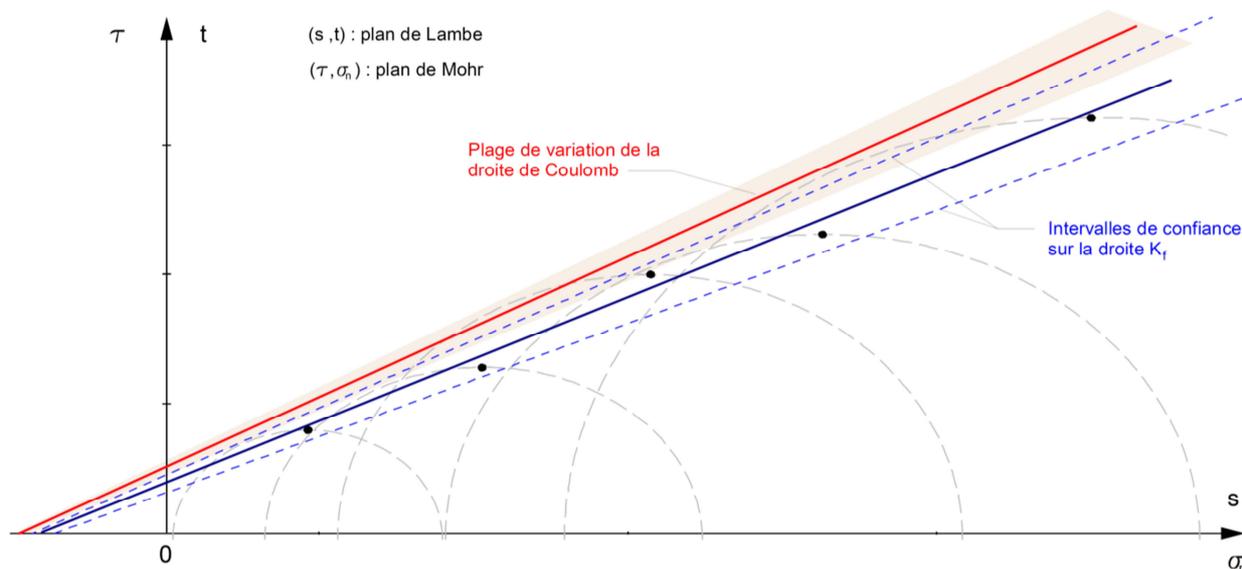


Figure III. 7 Modélisation probabiliste des paramètres de résistance au cisaillement par analyse statistique des incertitudes sur la droite de Coulomb

Finalement, en utilisant les données issues des phases d'études et de construction d'un ouvrage hydraulique (essais mécaniques, courbes granulométriques, essais d'identification et mesures de contrôle de compactage), il est possible d'identifier les caractéristiques des variables aléatoires représentant la densité, l'angle de frottement et la cohésion.

III.2.3.4 Modélisation de la variabilité spatiale (étape 3c)

Le traitement statistique précédent permet de représenter la variabilité intrinsèque des données mais elle ne permet pas d'en représenter la variabilité spatiale. Nous proposons, comme dans la Partie II pour la modélisation probabiliste des pressions interstitielles, d'obtenir cette variabilité spatiale des propriétés mécaniques des matériaux à partir d'un traitement géostatistique des mesures de contrôle de compactage disponibles en grand nombre.

Analyse géostatistique des mesures de contrôle de compactage

Le principe de l'analyse géostatistique des données de contrôle de compactage a été présenté au II.2.2.2. Les étapes sont les suivantes :

- localisation spatiale des mesures de contrôle de compactage sur le remblai ;
- traitement statistique des mesures de densité sèche sur chaque zone de l'ouvrage permettant d'obtenir les moments statistiques et les extrema de la distribution ;
- calcul des variogrammes expérimentaux à partir de la relation Eq. I. 18 pour chaque zone du remblai et selon les directions horizontale et verticale ;
- ajustement d'un modèle variographique sur les variogrammes expérimentaux, permettant d'obtenir les longueurs de corrélation.

A ce stade, il est possible de représenter la variabilité spatiale du paramètre « densité sèche » par champ aléatoire gaussien stationnaire.

Modélisation des paramètres de résistance au cisaillement par champs aléatoires

L'objectif est d'obtenir les champs aléatoires des paramètres mécaniques à partir de l'analyse géostatistique des mesures de contrôle de compactage et en utilisant les relations de transformation choisies.

Nous proposons de modéliser la variabilité spatiale des paramètres mécaniques en procédant de façon similaire à la démarche adoptée dans la partie précédente pour la perméabilité, c'est-à-dire en reliant le paramètre à modéliser par un champ aléatoire à une grandeur dépendant de la densité afin d'utiliser le champ aléatoire de densité sèche établi par l'analyse géostatistique.

En ce qui concerne l'angle de frottement, nous avons vu que les relations Eq. III. 17 et Eq. III. 18 dépendent indirectement de la densité sèche au travers respectivement de l'indice des vides (cf. Eq II. 10) et de la densité relative. L'utilisation de ces deux relations permet donc d'obtenir facilement la variabilité spatiale de ce paramètre à partir de celle de la densité sèche.

Pour la cohésion non drainée, un lien peut être établi avec l'indice des vides (et donc la densité sèche) au travers de la contrainte de préconsolidation. En effet, la cohésion non drainée évolue linéairement en fonction de la contrainte de préconsolidation d'après l'équation :

$$C_{UU} - C_{UU,0} = \lambda_{C_{UU}} \sigma'_p \quad \text{Eq. III. 19}$$

Les courbes œdométriques disponibles sur le barrage d'étude permettent ensuite de relier la contrainte σ'_v à l'indice des vides par la relation :

$$\Delta e = -C_c \log(\Delta \sigma'_v)$$

Eq. III. 20

L'utilisation des relations Eq II. 10, Eq. III. 19 et Eq. III. 20 permet de lier la cohésion non drainée à la densité sèche et donc d'en déduire un champ aléatoire de ce paramètre à partir de celui de densité issu de l'analyse géostatistique des mesures de contrôle de compactage.

Cependant, aucune relation ne peut être établie ni entre la cohésion effective et la densité sèche, ni entre la cohésion effective et la cohésion non drainée. Les paramètres de résistance au cisaillement à long terme sont en effet des paramètres intrinsèques au sol qui ne dépendent pas de l'état de densification, contrairement aux paramètres à court terme. La modélisation de la variabilité spatiale de la cohésion effective par un champ aléatoire basé sur des données réelles est donc compromise. De fait, nous proposons de représenter uniquement la variabilité intrinsèque de ce paramètre par une variable aléatoire.

Comme il a été vu au II.2.2.2, il se peut dans certains cas que l'on dispose sur le barrage considéré d'un grand nombre de données concernant d'autres paramètres que la densité sèche : le traitement géostatistique peut alors être mené sur d'autres paramètres et les champs aléatoires des paramètres de résistance au cisaillement peuvent être obtenus à partir des relations de transformation choisies et des champs aléatoires relatifs à plusieurs variables.

III.2.4 EVALUATION DE LA VARIABILITE DU FACTEUR DE SECURITE COUPLAGE MECANO-FIABILISTE

Le développement d'un modèle mécanique déterministe d'un barrage en remblai et la modélisation probabiliste des paramètres d'intérêt de ce modèle ont été décrits dans les sections précédentes. Nous nous intéressons désormais à la quatrième et dernière étape de la démarche probabiliste proposée qui consiste au couplage mécano-fiabiliste ; nous allons propager les incertitudes sur les paramètres d'entrée du modèle aux éléments finis afin d'évaluer la variabilité du facteur de sécurité et en déduire une probabilité de défaillance.

III.2.4.1 Principe du couplage mécano-fiabiliste (étape 4a)

Nous proposons d'adopter une démarche similaire à celle déjà décrite dans la Partie II, c'est-à-dire de réaliser un couplage mécano-fiabiliste direct (cf. I.4.2.2) entre, d'une part, un modèle fiabiliste permettant de réaliser les tirages aléatoires des paramètres incertains et de post-traiter les résultats et, d'autre part, un modèle aux éléments finis faisant intervenir le modèle mécanique tel que décrit au III.2.2. Ce couplage est basé sur des simulations de Monte-Carlo et comporte l'enchaînement des actions suivantes, permettant au final d'obtenir une distribution de facteurs de sécurité dont la probabilité de défaillance sera déduite :

- tirage aléatoire des valeurs des différents paramètres d'entrée à partir de leur modélisation sous forme de variables ou de champs aléatoires d'après les analyses effectuées aux étapes 1 et 3 ;

- calcul mécanique du facteur de sécurité, pour chaque tirage effectué, grâce à la méthode de réduction de paramètres implémentée avec le modèle EF déterministe de l'étape 2 ;
- extraction des résultats du modèle EF relatifs à chacun des tirages : facteur de sécurité et champs de contraintes, de déformations, de déplacements, de travaux du second ordre... ;
- itération sur un nombre important de simulations, jusqu'à convergence des moments statistiques (moyenne et écart-type) de la distribution du facteur de sécurité ;
- traitements des résultats de toutes les simulations pour caractériser la variabilité du facteur de sécurité ;
- comparaison (si possible) avec les résultats obtenus par une démarche simplifiée pouvant être appliquée plus facilement dans un cadre opérationnel en ingénierie (méthodes à l'équilibre-limite sans prise en compte de la variabilité spatiale).

Le logigramme de la Figure III. 8 illustre le principe de l'interaction entre logiciels pour la réalisation du couplage mécano-fiabiliste. Il correspond au logigramme de la Figure II.2, si ce n'est que la modélisation numérique comprend désormais à la fois la résolution du problème hydraulique (calcul des pressions interstitielles) et celle du problème mécanique (calcul du facteur de sécurité).

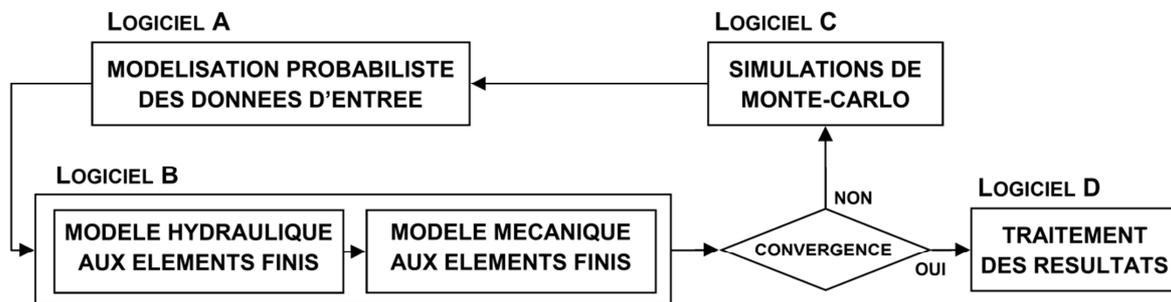


Figure III. 8 Schéma de principe de l'interaction entre logiciels pour la résolution du problème hydro-mécanique

III.2.4.2 Calcul de la probabilité de défaillance par des méthodes fiabilistes (étape 4b)

Le couplage mécano-fiabiliste direct permet d'obtenir une distribution probabiliste du facteur de sécurité permettant le calcul de la probabilité de défaillance du barrage étudié vis-à-vis de l'état-limite de glissement. Les simulations de Monte-Carlo permettent d'obtenir directement une probabilité de défaillance mais à un coût de calcul élevé vu la faible probabilité de défaillance associée aux barrages en remblai. Nous proposons dans cette section deux démarches à employer pour évaluer cette probabilité au moyen de méthodes de fiabilité en réalisant un nombre raisonnable d'appels au modèle numérique aux éléments finis.

Indice de fiabilité

La méthode la plus simple pour évaluer la probabilité de défaillance à partir de l'échantillon de facteurs de sécurité est d'utiliser la moyenne et l'écart-type de la distribution pour calculer un indice de fiabilité β (Cornell) à partir d'une des formulations explicitées au I.4.2.2. Cette méthode présente l'avantage de ne pas nécessiter d'autres informations que celles données par la distribution de facteur de sécurité disponible en sortie du modèle. Un nombre suffisant de simulations est cependant nécessaire pour obtenir la convergence des moments statistiques comme précisé dans la section précédente. L'usage d'un indice de fiabilité apporte l'avantage de la simplicité au détriment de la précision.

Simulations de Monte-Carlo

Une seconde façon d'obtenir la probabilité de défaillance est d'employer la méthode de Monte-Carlo classique en utilisant directement l'équation Eq. I .21, ce qui revient à rapporter le nombre de cas où le facteur de sécurité est inférieur à 1 au nombre total de simulations effectuées. Comme nous l'avons vu, cette méthode n'est pas envisageable dans un problème tel que celui qui intéresse ce travail car l'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance attendue est faible, ce qui demande de réaliser un nombre très important de simulations.

Les méthodes de Monte-Carlo « optimisées » (simulations directionnelles, tirages d'importance, tirages conditionnés,...) peuvent alors être mises en œuvre pour calculer la probabilité de défaillance tout en réduisant le nombre de simulations à réaliser. Cependant, elles demandent tout de même un nombre conséquent de réalisations et sont limitées par le fait que la fonction de performance n'est pas connue analytiquement dans un problème complexe tel que celui que l'on cherche à résoudre dans cette démarche à partir des éléments finis stochastiques.

Par ailleurs, ces méthodes demandent que certaines des simulations conduisent à une défaillance, c'est-à-dire à un facteur de sécurité inférieur à l'unité. Cependant, il est probable dans notre démarche que, pour le barrage étudié, le facteur de sécurité déterministe soit important, signe du bon dimensionnement du barrage, et que la variance des paramètres d'intérêt soit réduite du fait du traitement à partir des données réelles. Dans ce cas, même un nombre conséquent de simulations engendrerait une probabilité de défaillance nulle, rendant inefficace l'emploi de ces méthodes. Les approches de type Monte-Carlo sont certainement les plus précises mais les plus lourdes à mettre en œuvre.

Une approche alternative consiste à utiliser un autre type de couplage mécano-fiabiliste en remplaçant le modèle mécanique par un méta-modèle, c'est-à-dire créer une surface de réponse à partir des éléments de méthode décrits au I.4.2.4. Ce méta-modèle analytique, créé à partir de quelques centaines de simulations de Monte-Carlo, permettrait d'effectuer un nombre très important de simulations et ainsi d'évaluer la probabilité de défaillance : les calculs mécaniques aux éléments finis sont remplacés par un calcul analytique au travers du méta-modèle. La modélisation par surface de réponse semble être un bon compromis entre efficacité et précision dans une démarche telle que celle que nous proposons, car elle permet d'effectuer un nombre acceptable de simulations tout en donnant une probabilité de défaillance réaliste. Toutefois, dans un cadre opérationnel, on ne cherche

pas à obtenir une valeur précise de la probabilité de défaillance, mais à montrer que cette probabilité ne dépasse pas un certain seuil.

In fine, nous proposons dans un premier temps d'obtenir la distribution du facteur de sécurité et d'évaluer la tendance centrale (moyenne) et la dispersion (écart-type) par la méthode de Monte-Carlo classique avec un nombre suffisant de calculs mécaniques aux éléments finis. Ensuite, une approche simple par indice de fiabilité permet d'obtenir un ordre de grandeur de la probabilité de défaillance au glissement à partir de la distribution de facteur de sécurité obtenue :

1. Si l'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance obtenu par l'approche par indice de fiabilité est très faible ($\ll 10^{-6}$ par exemple), l'usage d'autres méthodes de fiabilité plus complexes n'est pas nécessaire puisque la probabilité de défaillance à évaluer serait éloignée des seuils évoqués pour la sécurité des ouvrages.
2. Les méthodes de Monte-Carlo sont à employer dans le cas où l'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance calculée est relativement élevée ($> 10^{-3}$) et pour lequel un nombre acceptable de simulations est à réaliser.
3. Dans le cas intermédiaire, nous préconisons l'approche par surface de réponse qui est moins coûteuse en termes de temps de calcul mais demande le développement d'un modèle approché et de plans d'expérience. Les simulations de Monte-Carlo peuvent alors être effectuées à coût quasi-nul sur un méta-modèle.

Le Tableau III. 2 résume nos préconisations concernant l'approche à employer pour évaluer la probabilité de défaillance dans la démarche que nous proposons.

Tableau III. 2 Préconisations concernant l'approche fiabiliste à employer dans notre démarche

Indice de fiabilité β	P_f correspondante	Type de couplage mécano-fiabiliste	Méthodes de fiabilité envisageables
$> 4,75$	$< 10^{-6}$	COUPLAGE DIRECT	INDICE DE FIABILITE
$3,09 < P_f < 4,75$	$10^{-3} < P_f < 10^{-6}$	COUPLAGE PAR SURFACE DE REPONSE	MONTE-CARLO
$< 3,09$	$> 10^{-3}$	COUPLAGE DIRECT	MONTE-CARLO

III.2.5 SYNTHÈSE DE LA DEMARCHE PROPOSÉE

Nous avons montré dans ce chapitre qu'une démarche probabiliste basée sur des données réelles peut être mise en place pour évaluer la variabilité du facteur de sécurité relatif à l'état-limite de glissement dans le cas d'un barrage en remblai. Une telle démarche demande :

- la modélisation déterministe des matériaux constituant le remblai (étape 1) qui nécessite dans un premier temps le choix d'une loi de comportement (étape 1a) et une estimation déterministe des paramètres de cette loi et de tous les autres paramètres d'entrée du modèle numérique (étape 1b) ;
- la construction d'un modèle numérique déterministe résolvant à la fois les problèmes hydraulique et mécanique (étape 2) ; ce modèle doit être validé (étape 2a) et doit faire l'objet d'une analyse de sensibilité afin de mettre en avant les paramètres d'intérêt ayant une influence sur le facteur de sécurité (étape 2b) ;
- une modélisation probabiliste des paramètres d'intérêt (étape 3) demandant le choix de relations de transformation (étape 3a), une analyse statistique des données disponibles sur l'ouvrage et une analyse géostatistiques des données de contrôle de compactage disponibles en plus grand nombre (étape 3b) ;
- la réalisation d'un couplage mécano-fiabiliste faisant intervenir le modèle déterministe aux éléments finis afin d'obtenir la variabilité du facteur de sécurité (étape 4a) ;
- l'évaluation de la probabilité de défaillance à l'aide des méthodes fiabilistes (étape 4b).

Les éléments développés permettent de s'affranchir d'un certain nombre de verrous évoqués dans la première partie concernant notamment le manque d'informations concernant les paramètres d'intérêt, les hypothèses faites par les méthodes classiques d'évaluation de l'état-limite de glissement sur le comportement mécanique et la localisation de la surface de glissement, sur la prise en compte de la variabilité spatiale dans l'analyse, et enfin sur la réalisation du couplage mécano-fiabiliste.

La démarche proposée a l'avantage d'être basée sur des données disponibles sur l'ouvrage et d'être complète dans l'analyse probabiliste en prenant en compte les variabilités intrinsèque et spatiale ainsi que le comportement du sol dans la modélisation éléments finis. Cependant, elle ne considère pas les incertitudes dues à la modélisation (choix de la loi de comportement, calcul du facteur de sécurité,...) et à la transformation au travers des relations empiriques utilisées.

Le chapitre suivant présente l'application au barrage d'étude des éléments théoriques de la démarche probabiliste qui vient d'être proposée.

III.3 APPLICATION AU CAS D'ETUDE

Ce chapitre présente l'application au cas d'étude (cf. I.5) de notre proposition de démarche pour l'évaluation probabiliste de la stabilité structurale des barrages en remblai utilisant des champs aléatoires et/ou des variables aléatoires déduits à partir de données réelles pour représenter les propriétés de résistance des matériaux.

Dans un premier temps, nous indiquons les données géotechniques disponibles sur l'ouvrage étudié. Pour la modélisation des pressions interstitielles, nous utilisons la démarche présentée dans la Partie II. Nous appliquons ensuite la démarche décrite précédemment afin d'obtenir la variabilité du facteur de sécurité conduisant au final à une probabilité de défaillance grâce à l'application de méthodes fiabilistes. Les résultats sont obtenus sur deux modélisations numériques, une ne faisant intervenir que des variables aléatoires, l'autre faisant intervenir des champs aléatoires.

III.3.1 DONNEES DISPONIBLES

III.3.1.1 Essais triaxiaux

Comme précisé dans la section I.5.2, relativement peu d'essais triaxiaux sont disponibles sur notre cas d'étude : 8 essais CU (avec mesure de pressions interstitielles) et 4 essais UU. Ce nombre d'essais correspond au nombre d'essais classiquement réalisés sur les barrages en remblai. Le Tableau III. 3 résume les résultats des essais triaxiaux sur les échantillons intacts prélevés sur les zones d'emprunt correspondant aux deux matériaux constituant le remblai du barrage d'étude : les graves sableuses des recharges amont et aval (RAM et RAV) et les limons sableux du noyau (NOY).

Tableau III. 3 Barrage d'étude - essais triaxiaux disponibles

	Graves sableuses (RAM&RAV)					Limon sableux (NOY)		
	M01	F05	F09	F14	F14_bis	E50	F28	F29
Essais CU+u								
Angle de frottement effectif φ'	33°	34°	35°	33°	36°	32°	36°	35°
Cohésion effective c'	15 kPa	8 kPa	0 kPa	10 kPa	14 kPa	15 kPa	5 kPa	10 kPa
Essais UU								
Angle de frottement non drainé φ_{UU}	15°			16°		0°	0°	
Cohésion non drainée C_{UU}	70 kPa			49 kPa		125 kPa	126 kPa	

La moyenne des valeurs d'angle de frottement effectif est respectivement de 34,2° pour le matériau des recharges et de 34,3° pour celui du noyau. Concernant la cohésion effective, elle est de 9,4 kPa pour les graves sableuses et de 10 kPa les limons. Même si nous disposons de peu d'essais triaxiaux CU, il est possible d'affirmer que les deux matériaux ont des caractéristiques de résistance au cisaillement très proches à long terme.

En ce qui concerne les paramètres non drainés, les deux essais disponibles sur chacun des matériaux montrent la même tendance, avec une valeur de cohésion non drainée comprise entre 50 et 70 kPa pour le matériau des recharges et d'environ 125 kPa pour celui du noyau. Les graves sableuses sont cependant les seules à avoir un angle de frottement non négligeable à court terme.

III.3.1.2 Essais Proctor

Les essais Proctor disponibles sur le barrage étudié ont pour la plupart été réalisés durant la phase de chantier afin de contrôler le taux de compactage au fur et à mesure de la montée du remblai (cf. Tableau I.9). Une dizaine d'essais a toutefois été réalisée sur les échantillons prélevés sur les zones d'emprunt, ce qui correspond à un nombre classique pour un projet de barrage en remblai. Le Tableau III. 4 synthétise les mesures issues des essais. Les densités optimales sont supérieures pour les mesures de chantier que pour les mesures en laboratoire.

Tableau III. 4 Barrage d'étude – essais Proctor disponibles

	Graves sableuses (RAM&RAV)				Limons sableux (NOY)			
	Etude		Chantier		Etude		Chantier	
Moyenne (Moy) ; Ecart-Type (E-C)	Moy	E-C	Moy	E-C	Moy	E-C	Moy	E-C
Teneur en eau optimale	11%	2%	11%	1%	16%	1%	15%	2%
Densité sèche optimale	1,94	0,06	2,03	0,04	1,78	0,05	1,86	0,07

III.3.1.3 Essais œdométriques

Seuls deux essais œdométriques ont été réalisés sur chacun des deux matériaux sur les échantillons prélevés sur les zones d'emprunt (Tableau III. 5). Ce nombre relativement faible d'essais est cependant classique pour un ouvrage en remblai de cette taille. Les quatre valeurs d'indice de compression sont relativement homogènes.

Tableau III. 5 Barrage d'étude - essais œdométriques disponibles

	Graves sableuses (RAM&RAV)		Limons sableux (NOY)	
	M01	F14	F28	F29
Contrainte de préconsolidation	134 kPa	90 kPa	109 kPa	56 kPa
Indice de compression	0,134	0,1	0,13	0,14

III.3.1.4 Essais in situ à la plaque

Des essais à la plaque ont été effectués sur les planches d'essais compactées préalables à la construction du barrage. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau III. 6. Ils renseignent sur la valeur du module de déformation des matériaux M1, M2 et M3.

Tableau III. 6 Barrage d'étude - résultats d'essais à la plaque

Matériau	M1		M2		M3		
Nombre de passes compacteur	4	6	4	4	6	4	6
Ev1	17,3	21,6	17,8	18,4	23,4	18,7	19,4
Ev2	52,9	47,3	42,8	42,8	47,8	47,8	52,9
K = Ev2/Ev1	3,0	2,1	2,4	2,3	2,0	2,5	2,7

III.3.1.5 Essais d'identification

Les essais d'identification disponibles sur le barrage d'étude ont été présentés dans la section II.3.1.3.

III.3.1.6 Mesures de contrôle de compactage

Les mesures de contrôle de compactage disponibles sur le barrage d'étude ont été présentées dans la section II.3.1.4.

III.3.2 MODELISATION DETERMINISTE DES MATERIAUX DU REMBLAI

Cette section présente la modélisation déterministe des matériaux du remblai du barrage d'étude en vue de leur utilisation dans un modèle mécanique développé avec le code éléments finis Cast3M qui sera présenté en détails dans la prochaine section.

III.3.2.1 Lois de comportement implémentées dans Cast3M

De nombreuses lois de comportement sont implémentées de base dans le code Cast3M (CEA, 2015). Ce code ayant été développé initialement pour étudier des problèmes propres au domaine du nucléaire, la plupart d'entre elles sont relatives à des matériaux tels que l'acier ou le béton. Pour notre application, nous avons envisagé l'utilisation d'une loi élasto-plastique avec critère de Mohr-Coulomb ou de Drucker-Prager (cf. III.2.1.1). Nous en présentons ici trois qui sont implémentées dans Cast3M et qui sont susceptibles d'être utilisées dans notre application.

Loi RH_COULOMB

La surface de rupture associée à loi de Mohr-Coulomb (cf. Figure III.2) présente des singularités (Mestat, 1993), ce qui peut provoquer des difficultés purement numériques lors de la résolution du modèle aux EF. La loi RH_COULOMB propose une approximation hyperbolique du critère de Mohr-Coulomb. La plasticité est associée et parfaite : la dilatance et l'érouissage du matériau ne sont pas pris en compte. Les deux seuls paramètres de la loi sont directement la cohésion et l'angle de frottement.

Les relations décrivant la loi ont été tirées de la publication (Abbo et Sloan, 1995). Nous renvoyons le lecteur à cet article pour plus de détails. Cette loi fait de à une technique de « substepping » pour la détermination de la matrice tangente consistante. Cette technique peut introduire des difficultés numériques pouvant entraîner l'arrêt du logiciel ce qui rend complexe son utilisation dans une approche fiabiliste.

Loi DRUCKER_PRAGER

La loi DRUCKER_PRAGER implémentée dans Cast3M est semblable à la formulation précédemment décrite au III.2.1.1. Elle est décrite par les relations Eq. III. 21 à Eq. III. 24 suivantes :

$$\text{Critère initial :} \quad ALFA \times I_1(\sigma_{ij}) + BETA \times \sqrt{3 J_2(\sigma_{ij})} - K \quad \text{Eq. III. 21}$$

$$\text{Critère ultime :} \quad ETA \times I_1(\sigma_{ij}) + MU \times -KL \quad \text{Eq. III. 22}$$

$$\text{Erouissage :} \quad dK = H \times dp \quad \text{Eq. III. 23}$$

$$\text{Potentiel d'écoulement plastique : } \quad \mathbf{GAMM} \times I_1(\sigma_{ij}) + \mathbf{DELTA} \times \sqrt{3 J_2(\sigma_{ij})} \quad \mathbf{Eq. III. 24}$$

où les termes en gras sont les paramètres de la loi, et p la déformation plastique équivalente cumulée. Nous ne faisons pas de différence entre les critères initial et ultime en prenant $K = KL$, $ALFA = ETA$ et $BETA = MU$.

Cette formulation diffère d'un facteur $\sqrt{3}$ par rapport à celle décrite au III.2.1.1. De plus, la loi DRUCKER_PRAGER de Cast3M fait intervenir le phénomène d'écrouissage du matériau. L'écrouissage est ici linéaire et est décrit par la variable H sans unité. Les paramètres à définir sont donc : $ALFA, BETA, K, GAMM, DELT$ et H . On se ramène cependant à la formulation classique de Drucker-Prager décrite précédemment en prenant $BETA = DELT = 1$, et les paramètres $ALFA, K$ et $GAMM$ peuvent être reliés aux paramètres c, φ , et ψ , plus classiquement utilisés (Mohr-Coulomb). Seul le paramètre d'écrouissage H est à définir en plus de ceux de la formulation classique.

Loi DP_SOL

La loi DP_SOL de Cast3M est semblable à la loi DRUCKER_PRAGER, à l'exception de la formulation de l'écrouissage qui est décrit de façon exponentielle, ce qui est plus adapté pour décrire le comportement des sols.

$$\begin{aligned} \text{Critère initial :} & \quad \mathbf{ALPA} \times I_1(\sigma_{ij}) + \sqrt{3 J_2(\sigma_{ij})} - \sqrt{\frac{2}{3}} [\mathbf{SIGY} - q(x_i)] \\ \text{Ecrouissage :} & \quad q(x_i) = -[\mathbf{SIGI} - \mathbf{SIGY}] [1 - e^{-\mathbf{BETA} \times x_i}] \\ \text{Potentiel d'écoulement :} & \quad \mathbf{GAMM} \times I_1(\sigma_{ij}) + \mathbf{DELTA} \times \sqrt{3 J_2(\sigma_{ij})} \end{aligned}$$

où les termes en gras sont les paramètres de la loi à définir :

$ALPA$: pente du cône du critère de Drucker-Prager ;

$SIGY$: contrainte limite élastique ;

$SIGI$: contrainte limite ultime à la saturation ;

$GAMA$ et $DELTA$: paramètres de la loi d'écoulement ;

$BETA$: vitesse de saturation ;

x_i : variable interne à la loi.

De la même façon que pour la loi DRUCKER_PRAGER, tous les paramètres de cette loi peuvent être reliés aux paramètres c, φ , et ψ , à l'exception du paramètre $BETA$ définissant l'écrouissage.

Ces trois différentes lois de comportement ont été testées dans notre application en modélisant un essai triaxial drainé en déformations planes. La loi DRUCKER_PRAGER est retenue car elle permet de s'affranchir des problèmes de convergence que l'on peut rencontrer à cause du mode « substepping » de la loi RH_COULOMB, même si celle-ci dépend directement des paramètres de cisaillement qui intéressent le problème de stabilité. La loi DP_SOL est, comme son nom l'indique, spécifique à la modélisation des sols mais les paramètres d'écrouissage nécessaires sont difficiles à obtenir par calage sur les essais triaxiaux disponibles sur le barrage d'étude.

III.3.2.2 Modélisation déterministe des paramètres des matériaux

Les paramètres à définir de façon déterministe pour le modèle mécanique retenu sont donc : γ , E , ν , φ , ψ , c et H .

Poids volumique

Le traitement statistique concernant les mesures de densité sèche issues du contrôle de compactage a été exposé dans la section II.3.1.4 de la Partie II. Les valeurs déterministes de poids volumiques retenues pour la modélisation mécanique correspondent aux moyennes des échantillons mesurés sur le noyau d'une part, et sur les recharges d'autres part. Elles sont respectivement de $17,9 \text{ kN.m}^{-3}$ pour les limons sableux et de $19,8 \text{ kN.m}^{-3}$ pour les graves sableuses.

Paramètres de déformabilité (module d'Young et coefficient de Poisson) et d'écroûissage

Les modules d'Young des matériaux des recharges et du noyau sont obtenus à partir des essais triaxiaux CU disponibles rapportés sur un même graphique. Chacune des courbes reliant le déviateur des contraintes et la déformation verticale a été interpolée par deux régressions linéaires, dont la première droite issue de l'origine a le module d'Young pour coefficient directeur (Figure III. 9). Les modules moyens calculés sont respectivement de 43 MPa pour les graves sableuses des recharges et de 39 MPa pour les limons du noyau.

La valeur de module issue des essais triaxiaux pour le matériau des recharges est cohérente avec les essais à la plaque donnant un module E_{v2} compris entre 43 et 53 MPa.

Nous choisissons, au vu des incertitudes sur les régressions linéaires effectuées sur les courbes des essais triaxiaux, d'adopter au final les valeurs de modules d'Young de 45 MPa pour les graves sableuses des recharges et de 40 MPa pour les limons du noyau.

Concernant le coefficient de Poisson, aucune information disponible sur le barrage d'étude ne permet d'en évaluer la valeur. Nous le prenons donc égal à 0,33, valeur couramment employée en géotechnique.

Le paramètre d'écroûissage H de la loi DRUCKER_PRAGER de Cast3M a été calé de façon à retrouver l'ordre de grandeur moyen du coefficient directeur de la seconde partie des courbes contraintes/déformations présentées sur la Figure III. 9 par simulation numérique d'un essai triaxial. Une valeur de H comprise entre 100 et 1000 permet de retrouver cet ordre de grandeur. La valeur $H = 100$ est adoptée.

Paramètres de résistance au cisaillement (cohésion et angle de frottement)

Les essais triaxiaux disponibles sur le barrage comportent, pour chacun des deux matériaux, trois ou quatre échantillons dont l'écrasement a été fait à des contraintes de confinement différentes (50, 100, 200 ou 400 kPa). Pour chaque matériau, tous les cercles de Mohr ont été reportés sur le même graphique sur la Figure III. 10. En suivant la procédure explicitée au III.2.1.2, les régressions linéaires sur les sommets des cercles et les relations Eq. III. 6 et Eq. III. 7 permettent d'obtenir des valeurs de cohésion effective de 8,9 kPa pour les graves sableuses et de 13,4 kPa pour les limons sableux, et des valeurs d'angle de frottement de $34,8^\circ$ et $34,1^\circ$ respectivement.

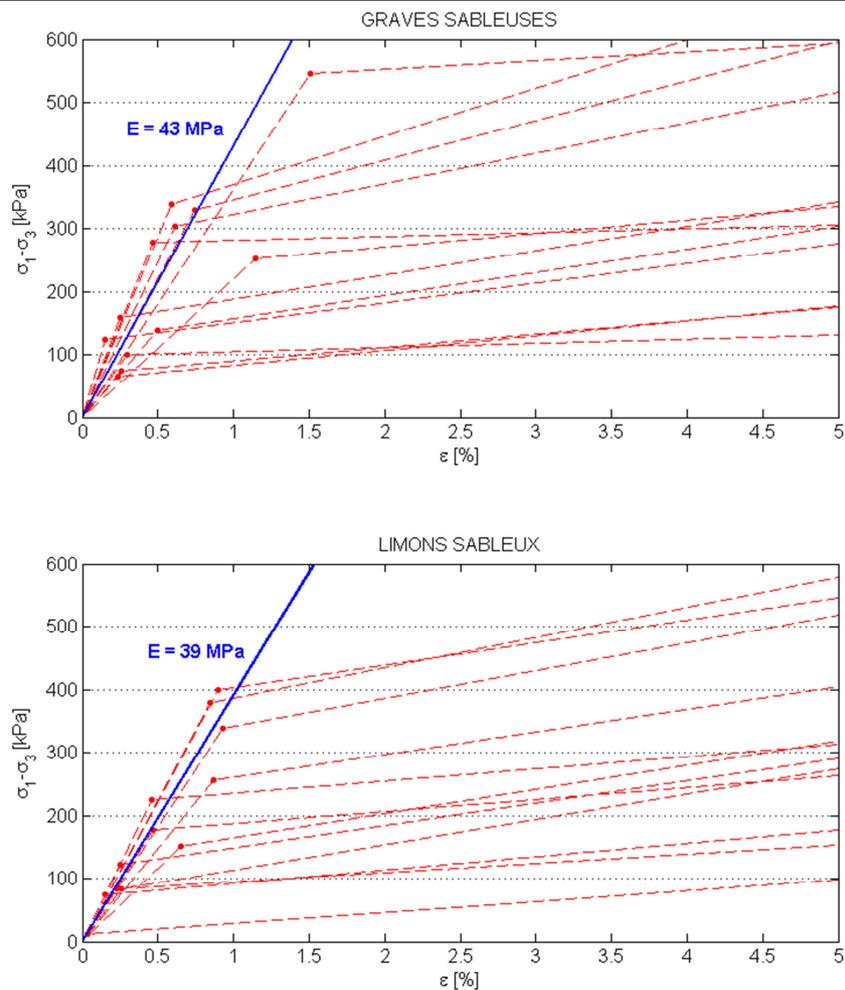


Figure III. 9 Barrage d'étude - courbes contraintes/déformations des essais triaxiaux

Dilatance

D'après (Monnet, 2016), les valeurs de φ_{cv} et φ_{μ} sont respectivement égales à 28° pour les limons A1 ($0 < I_p < 12$) et de 20° pour les argiles peu plastiques A2 ($12 < I_p < 25$). Pour les deux matériaux constituant le remblai du barrage d'étude, nous avons $10 < I_p < 19$ et nous prenons donc une valeur intermédiaire de 24° pour φ_{cv} et φ_{μ} .

L'angle de dilatance est calculé à partir des relations Eq. III. 8 à Eq. III. 10 à partir des valeurs d'angle de frottement issues des essais triaxiaux CU. En prenant la moyenne des valeurs issues des trois relations, nous obtenons des valeurs de $12,2^{\circ}$ pour les graves et de $12,4^{\circ}$ pour les limons. Si nous utilisons les angles de frottement calculés par la méthode précédente, les angles de dilatance deviennent respectivement 13° et 12° .

Nous adoptons au final une valeur d'angle de dilatance de 12° pour les deux matériaux.

Le Tableau III. 7 résume les valeurs déterministes des paramètres utilisées dans le modèle éléments finis. Les valeurs des paramètres hydrauliques déterminées et utilisées dans la Partie II sont rappelées car elles font également partie des paramètres d'entrée du modèle mécanique. Nous faisons l'hypothèse que le comportement mécanique du drain et de la fondation est identique à celui des recharges.

Tableau III. 7 Barrage d'étude - paramètres des matériaux utilisés dans le modèle déterministe

	DRAIN	FONDATION	RAM	NOY	RAV
HYDRAULIQUE					
Perméabilité K_y	$1 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$	$1 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$	$5 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$	$5 \times 10^{-9} \text{ m.s}^{-1}$	$5 \times 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$
Coefficients Van Genuchten	$n : 3,2$	$n : 1,441$	$n : 1,441$	$n : 1,332$	$n : 1,441$
	$m : 0,688$	$m : 0,303$	$m : 0,303$	$m : 0,248$	$m : 0,303$
	$\alpha : 1,11$	$\alpha : 0,194$	$\alpha : 0,194$	$\alpha : 0,238$	$\alpha : 0,194$
Coefficients anisotropie K_x/K_y	1	1	2	3	2
Porosité	0,20	0,30	0,26	0,32	0,24
MECANIQUE					
Angle de frottement φ'	34,8°	34,8°	34,8°	34,1°	34,8°
Cohésion c'	8,9 kPa	8,9 kPa	8,9 kPa	13,4 kPa	8,9 kPa
Poids volumique	19,8 kN.m ⁻³	19,8 kN.m ⁻³	19,8 kN.m ⁻³	17,9 kN.m ⁻³	19,8 kN.m ⁻³
Angle de dilance ψ	12°	12°	12°	12°	12°
Module d'Young E'	45 MPa	45 MPa	45 MPa	40 MPa	45 MPa
Coefficient Poisson ν'	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
Ecrouissage H	100	100	100	100	100

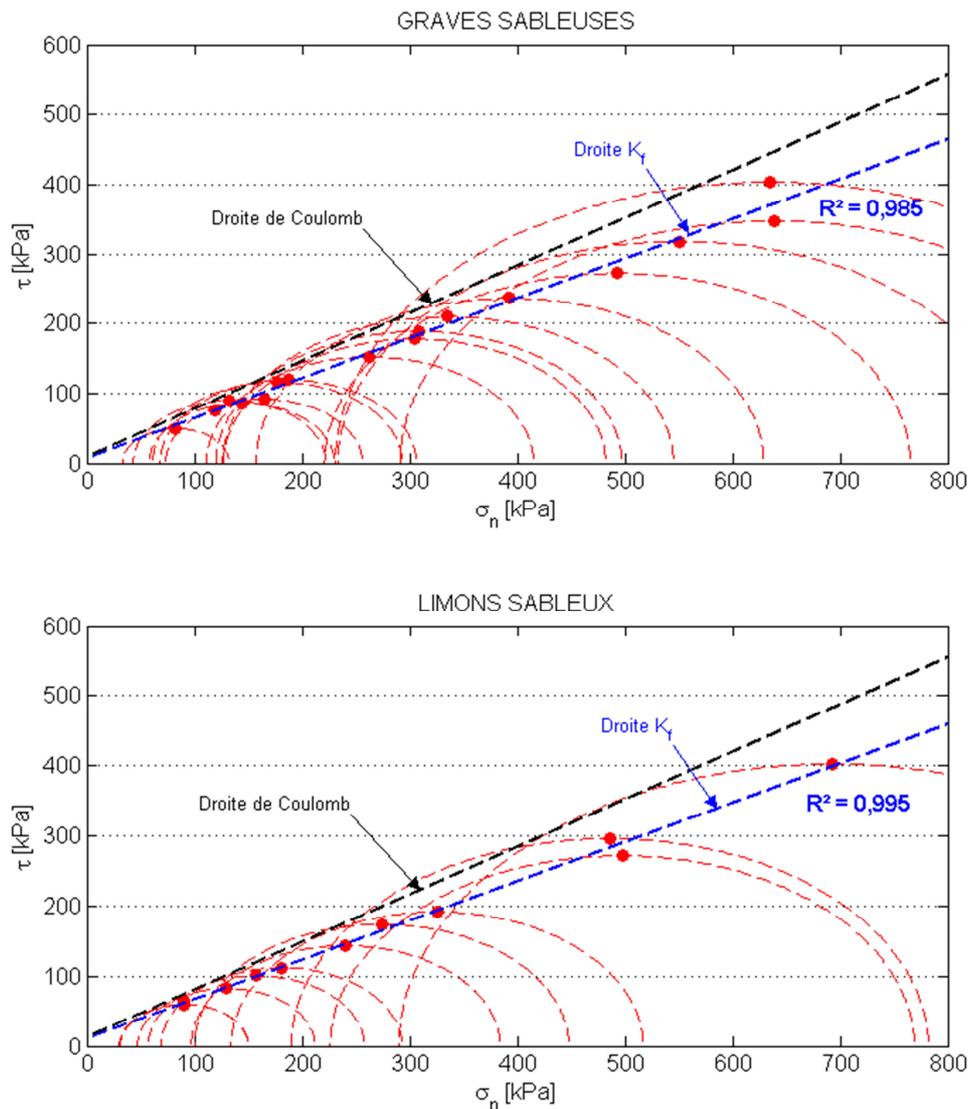


Figure III. 10 Barrage d'étude - traitement global des essais triaxiaux

III.3.3 MODELE MECANIQUE DETERMINISTE AUX ELEMENTS FINIS

Nous présentons dans cette section le modèle mécanique déterministe développé dans notre thèse avec le code éléments finis Cast3M pour représenter le mécanisme de glissement d'un barrage en remblai.

III.3.3.1 Hypothèses de modélisation

Géométrie

La géométrie considérée dans le modèle mécanique est semblable à celle utilisée dans le modèle aux éléments finis hydraulique et présentée sur la Figure II. 13. Elle correspond à celle du profil type P4 du barrage d'étude (cf. Annexe A). Les propriétés du système de drainage ne sont cependant pas considérées : les mêmes propriétés mécaniques que la recharge aval lui sont attribuées.

Mode de construction

Nous considérons dans notre modèle la géométrie d'ensemble du barrage et la construction est simulée en augmentant progressivement le poids propre.

Actions

Le modèle EF prend en compte les trois actions relatives à la situation normale d'exploitation : les pressions interstitielles au sein du remblai, la pression hydrostatique de la retenue et le poids propre du remblai.

Les pressions interstitielles sont issues du calcul hydraulique présenté dans la Partie II et réalisé préalablement au calcul mécanique. Les pressions interstitielles sont transformées en forces nodales afin de pouvoir travailler en contraintes effectives.

La prise en compte des actions se fait de façon incrémentale en augmentant progressivement les forces jusqu'à leur valeur finale. Elle s'effectue en deux temps :

- augmentation progressive du poids propre seul, simulant artificiellement la construction de l'ouvrage ;
- augmentation simultanée des pressions interstitielles et de la pression hydrostatique modélisant le remplissage de la retenue.

Conditions aux limites

Comme précisé aux III.2.2.1, le modèle déterministe développé considère comme conditions aux limites le blocage total des déplacements sur la base du maillage et un blocage des déplacements horizontaux sur les bords latéraux (cf. Figure III. 11).

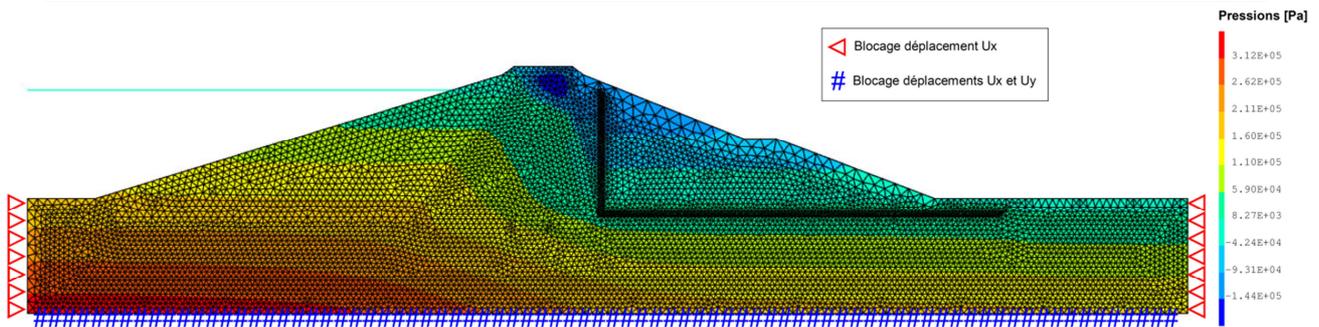


Figure III. 11 Barrage d'étude – champ de pressions interstitielles et conditions aux limites

III.3.3.2 Prise en compte de la succion matricielle

Dans le modèle numérique développé avec Cast3M, la succion matricielle et le taux de saturation sont déterminés lors du calcul hydraulique sur l'ensemble du maillage (cf. Partie II). Ces champs sont ensuite utilisés dans le calcul mécanique pour tenir compte de l'effet de la non saturation sur le comportement mécanique : modification de la densité apparente (Eq. III. 11) et apport de cohésion capillaire (Eq. III. 13). L'effet de la succion est limité à 3 m CE (29,4 kPa) afin de ne pas obtenir des valeurs de cohésion trop importantes et irréalistes. La Figure III. 12 illustre l'apport de cohésion sur le maillage du barrage d'étude.

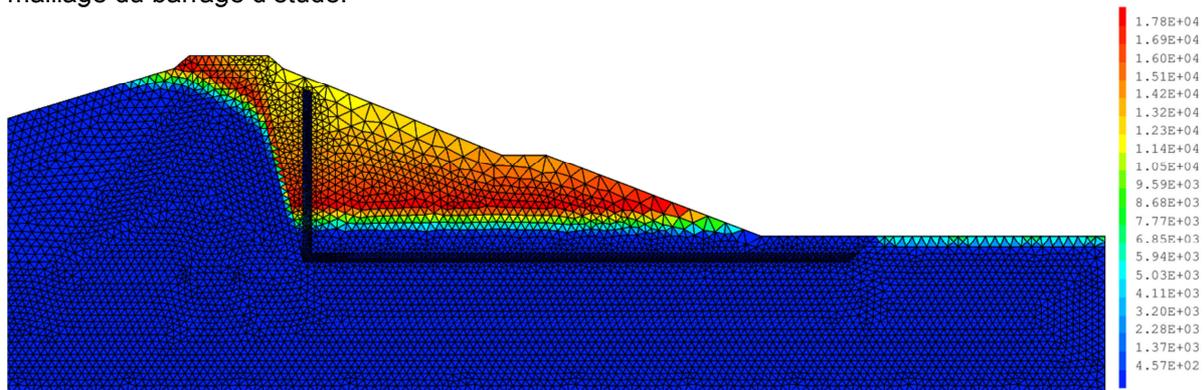


Figure III. 12 Barrage d'étude - champ de cohésion capillaire apportée par la succion matricielle (en Pa)

III.3.3.3 Calcul du facteur de sécurité par la méthode de réduction de paramètres

Le calcul du facteur de sécurité est réalisé par la méthode de réduction de paramètres. Dans un premier temps, l'état de contrainte et de déformation correspondant à l'application des actions est calculé. Un algorithme itératif a été codé afin de réduire progressivement les paramètres de résistance au cisaillement et de déterminer un nouvel état d'équilibre à partir du champ de contraintes précédent. Le principe de la méthode consiste à poursuivre les itérations jusqu'à ce que la résolution du modèle ne soit plus capable de converger, signe que la rupture du massif est survenue.

Cette non convergence conduisant à un arrêt du calcul n'est pas compatible avec une approche fiabiliste nécessitant de nombreux calculs mécaniques aux EF. Un autre critère doit donc être mis en œuvre pour arrêter le calcul avant la divergence, en permettant tout de même d'obtenir le facteur de sécurité.

III.3.3.4 Critères de stabilité

Travail du second ordre

Le critère d'instabilité de Hill basé sur l'étude du travail de second ordre a été implémenté dans notre modèle numérique suivant la procédure décrite par Khoa (2005) en normalisant le travail du second ordre par les normes des incréments de contraintes et de déformations. Deux grandeurs sont calculées : le champ de travail du second ordre local normé, déterminé sur l'ensemble du maillage, et le travail du second global, correspondant à l'intégration du champ précédent.

Le calcul du travail du second ordre local et global a deux utilités dans notre modèle :

- dans le calcul de l'état initial, il est effectué entre deux pas du calcul incrémental. Si le travail du second ordre global devient négatif cela signifie que l'ouvrage est initialement instable et donc que le facteur de sécurité est inférieur à 1. Le modèle va alors augmenter les paramètres de résistance au cisaillement jusqu'à ce que le calcul initial converge (permettant d'évaluer un facteur de sécurité inférieur à 1) ;
- dans l'algorithme de réduction des paramètres, le travail du second ordre global renseigne sur l'apparition de la rupture. En effet, le travail du second ordre global va changer de signe à l'approche de la rupture et la zone correspondant au travail du second ordre local inférieur à zéro nous permet de visualiser la surface de glissement (cf. Figure III. 15). Le facteur de sécurité est alors égal au facteur de réduction causant le changement du signe du travail du second ordre.

L'analyse du signe du travail de second ordre est un outil très intéressant pour l'étude de la stabilité des pentes car ce critère permet de proposer une alternative à la considération de la non convergence comme critère de rupture.

Néanmoins, dans le modèle numérique développé avec Cast3M, la considération de ce seul critère n'est pas suffisante car, pour certains jeux de paramètres, la divergence du calcul peut encore être observée dans la phase de réduction des paramètres, ce qui n'est pas envisageable dans une approche probabiliste nécessitant l'enchaînement d'un nombre important de calculs.

Une estimation du facteur de sécurité par interpolation a donc été également développée dans notre cas pour s'affranchir de la non convergence.

Ajustement des courbes d'évolution du déplacement maximal

Il a été vu que la courbe du déplacement maximal tracée en fonction du taux de réduction des paramètres subissait un incrément brutal lorsqu'on s'approchait du facteur de sécurité. Cet incrément est de fait encore plus marqué pour sa courbe dérivée représentant un taux de déplacement maximal en fonction du taux de réduction (pseudo-vitesse de déplacement).

Nous faisons l'hypothèse que la courbe du taux de déplacement maximal tend vers une asymptote verticale dont l'abscisse correspond au facteur de sécurité à déterminer. Nous choisissons d'ajuster la courbe par une fonction mathématique d'équation :

$$f(x) = a + \frac{b}{x + c} \quad \text{Eq. III. 25}$$

où :

- la variable x représente le facteur de réduction F , qui est lié au taux de réduction τ_{red} par la relation $F = \frac{1}{1-\tau_{red}}$;
- a, b et c sont les paramètres à ajuster sur la courbe obtenue numériquement, c étant le facteur de sécurité que l'on cherche à déterminer (abscisse de l'asymptote verticale).

Un second critère est utilisé en parallèle à l'ajustement précédent. Nous travaillons cette fois-ci sur l'inverse de la courbe du taux de déplacement maximal en fonction du facteur de réduction. Si nous supposons que cette courbe tend vers une asymptote verticale cela signifie que son inverse va tendre vers zéro. Nous recherchons donc, en extrapolant linéairement la courbe inverse, l'intersection entre la courbe et l'axe des abscisses (cf. Figure III. 13).

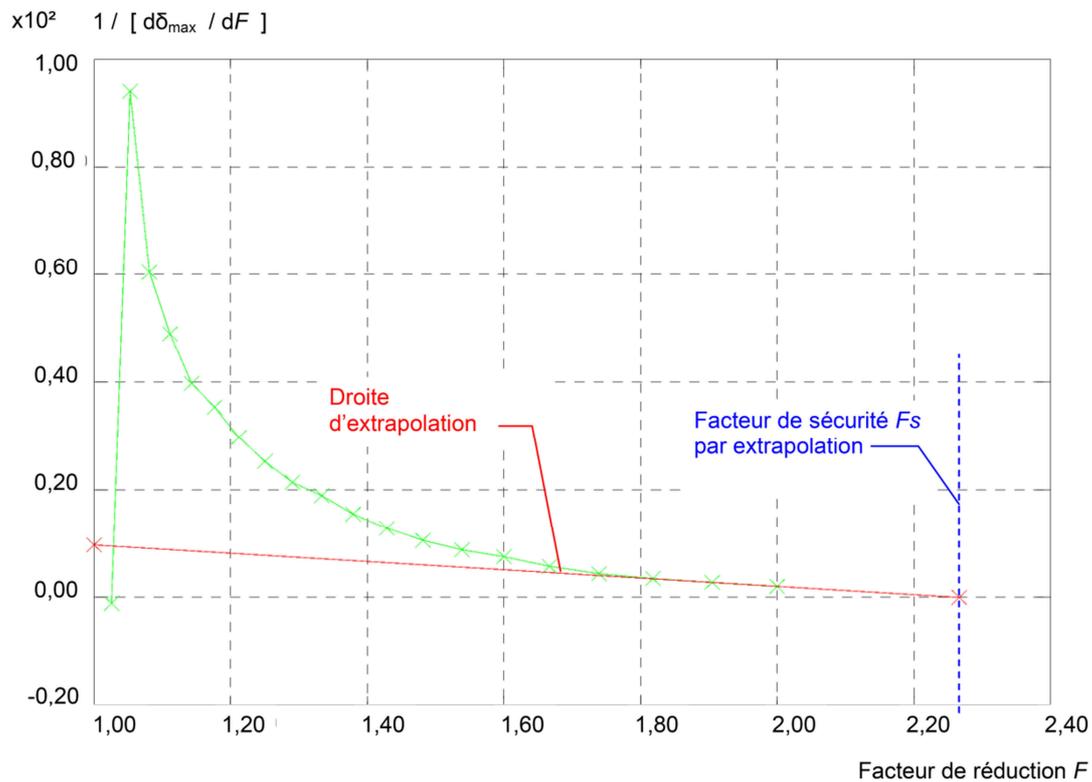


Figure III. 13 Interpolation linéaire de la courbe inverse au taux de déplacement

Le facteur de sécurité retenu in fine correspond à la moyenne des deux facteurs de sécurité provenant des deux approches lorsque deux valeurs consécutives se trouvent dans un intervalle donné.

Cette méthode est avantageuse car elle permet de déterminer le facteur de sécurité en restant à un taux de réduction inférieur à celui causant la non convergence. Elle demande cependant le développement de critères d'arrêt, et la formulation d'hypothèses concernant le choix de la courbe sur laquelle va être faite l'interpolation et celui de l'équation mathématique à ajuster. Les résultats obtenus doivent donc faire l'objet d'une validation.

III.3.3.5 Validation du modèle déterministe

Comme énoncé dans la section III.2.2.4, la construction d'un modèle mécanique aux EF pour le mécanisme de glissement avec le code Cast3M a nécessité l'implémentation de plusieurs développements. Il est nécessaire d'effectuer la validation du modèle éléments finis proposé à partir d'un code éprouvé. Nous avons choisi de valider notre modèle à l'aide du logiciel commercial Geostudio et plus particulièrement à partir du module SLOPE/W permettant de calculer le facteur de sécurité au glissement d'un talus au moyen de méthodes à l'équilibre-limite. Le module SEEP/W est utilisé pour le calcul des pressions interstitielles (cf. II.3.4.2). La méthode retenue dans notre cas est celle de Spencer, qui est reconnue comme étant l'une des plus fiables (Griffiths, 2001). Plusieurs méthodes ont cependant été testées. Un modèle semblable à celui développé sous Cast3M a été réalisé sous Geostudio. La géométrie prise en compte est identique, ainsi que le nombre d'éléments sur chacun des segments qui la compose rendant le maillage quasiment identique dans les deux cas. Les mêmes hypothèses ont été modélisées : courbe de rétention, prise en compte de la succion, conditions aux limites, actions.

Dix jeux de paramètres ont été choisis : les trois premiers correspondent respectivement aux valeurs pessimistes (PESS), intermédiaires (correspondant aux valeurs déterministes (DET) présentées dans le Tableau III. 7) et optimistes (OPT) que peuvent prendre les paramètres. Les sept autres ont été tirés aléatoirement d'après les traitements statistiques qui seront présentés dans la section suivante. Le Tableau III. 8 résume les jeux de paramètres utilisés et les facteurs de sécurité obtenus par les deux logiciels.

Tableau III. 8 Validation du modèle Cast3M - comparaison des facteurs de sécurité pour différents jeux de paramètres d'entrée

PARAMETRES	PESS	DET	OPT	ALEATOIRES						
POIDS VOLUMIQUE γ_d [kN.m⁻³]										
Poids volumique recharges	16,7	19,8	21,6	20,7	20,9	20,9	19,7	19,5	19,1	20,0
Poids volumique limons	16,2	17,9	19,7	17,3	17,4	17,9	17,7	18,9	17,9	18,4
COHESION c' [kPa]										
Cohésion recharges	0	8,9	30	6,7	8,9	21,8	17,3	13,6	15,4	6,2
Cohésion noyau	0	13,5	30	15,3	14,3	18,8	20,3	20,7	16,6	11,5
ANGLE DE FROTTEMENT ϕ' [°]										
Angle de frottement recharges	25	34,9	45	34,5	34,1	36,0	34,4	35,0	36,0	32,3
Angle de frottement noyau	25	34,1	45	33,5	33,4	33,8	34,6	33,6	35,1	33,5
PERMEABILITE K_x [m.s⁻¹]										
Perméabilité RAM	5×10 ⁻⁵	1,5×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁸	3,7×10 ⁻⁷	2,8×10 ⁻⁶	1,7×10 ⁻⁸	2,2×10 ⁻⁷	3,9×10 ⁻⁷	3,7×10 ⁻⁶	2,1×10 ⁻⁸
Perméabilité RAV	5×10 ⁻⁴	1,5×10 ⁻⁴	1×10 ⁻⁶	3,8×10 ⁻⁶	3,9×10 ⁻⁶	3,3×10 ⁻⁶	5,8×10 ⁻⁶	5×10 ⁻⁶	8,1×10 ⁻⁶	5,8×10 ⁻⁶
Perméabilité NOY	5×10 ⁻⁷	2,5×10 ⁻⁸	1×10 ⁻¹⁰	2,3×10 ⁻⁹	2,9×10 ⁻⁹	2,8×10 ⁻⁹	1,9×10 ⁻⁹	6,6×10 ⁻⁹	3,6×10 ⁻⁹	1,5×10 ⁻⁸
ANISOTROPIE										
K_x/K_y RAM&RAV	1	3	15	3,5	5,9	2,3	2,6	3,9	5,3	2,2
K_x/K_y NOY	1	5	15	10,8	5,8	9,6	2,3	8,4	5,9	5,4
F_s – SLOPE/W	1,63	2,71	4,35	2,72	2,69	3,20	2,97	2,87	2,98	2,55
F_s – Cast3M	1,44	2,64	4,38	2,51	2,63	3,26	2,81	2,67	2,76	2,53

Nous constatons que les facteurs de sécurité calculés sont proches, autant pour les jeux de paramètres extrêmes que pour ceux pris aléatoirement, ce qui est visible sur la Figure III. 14.

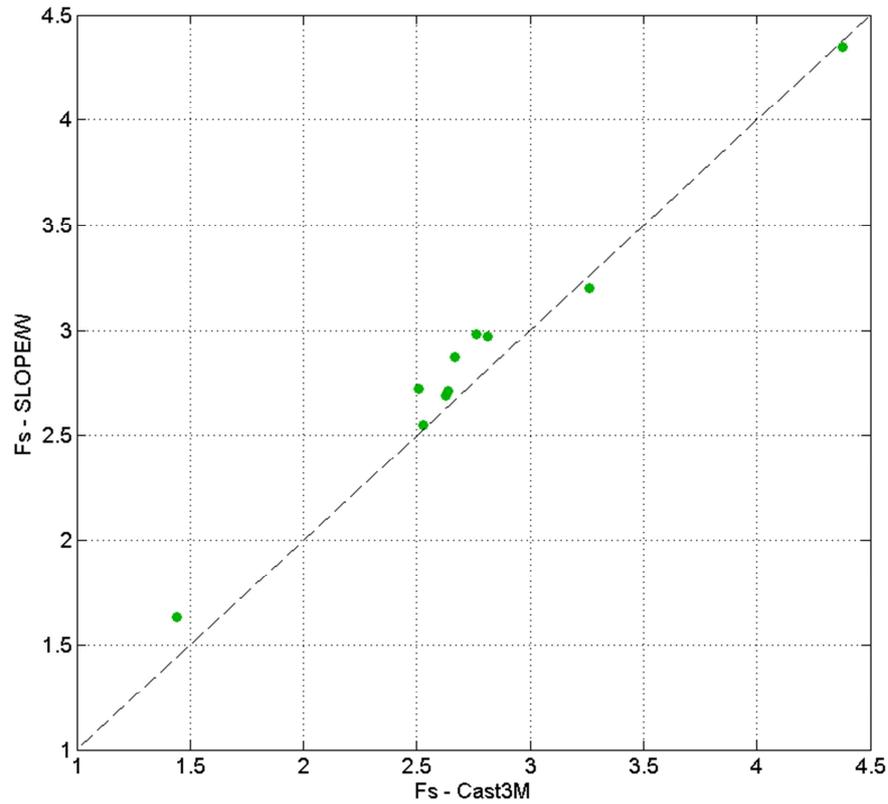


Figure III. 14 Analyse déterministe - comparaison des facteurs de sécurité SLOPE/W (MEL) et Cast3M (MEF) sur 10 jeux de paramètres

Les valeurs de F_s calculées avec Cas3M ont tendance à être en général inférieures à celles issues du module SLOPE/W de Geostudio. Cette différence est certainement due à la prise en compte du comportement mécanique (contraintes considérées sur des tranches verticales dans SLOPE/W et sur un milieu continu dans Cast3M) et à l'incertitude causée par la méthode de calcul du facteur de sécurité dans le modèle éléments finis proposé.

La Figure III. 15 permet quant à elle de comparer les deux cercles de glissement obtenus dans le cas déterministe. Les cercles obtenus sont proches pour les deux modèles.

Nous pouvons donc valider le modèle numérique développé avec Cast3M grâce à la comparaison avec le logiciel commercial SLOPE/W.

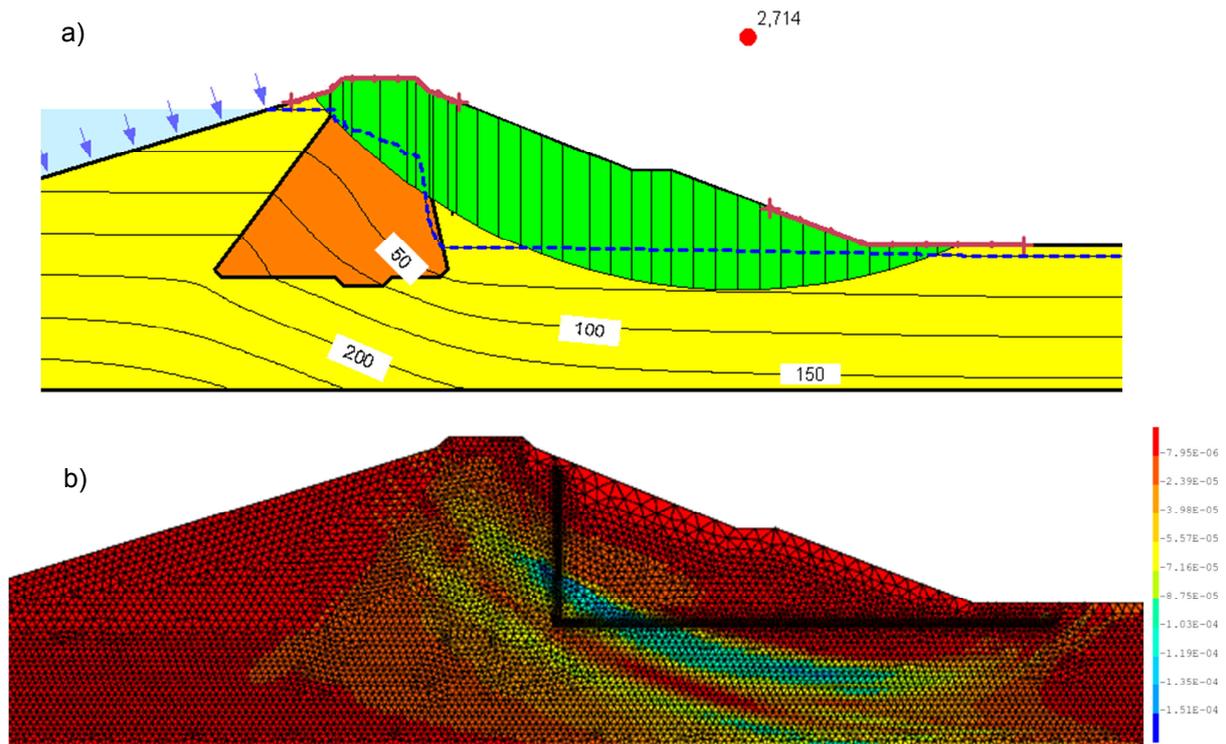


Figure III. 15 Analyse déterministe - comparaison des cercles de glissement - a) SLOPE/W - b) Cast3M (travail du second ordre négatif)

III.3.3.6 Analyse de sensibilité des paramètres d'entrée du modèle EF déterministe

Une analyse de sensibilité a été menée sur les différents paramètres (hydrauliques et mécaniques) dont dépend le modèle EF. Le facteur de sécurité a été calculé à chaque fois en faisant varier un seul paramètre en gardant les autres égaux aux valeurs d'une configuration de base correspondant au cas déterministe (cf. Tableau III. 7). Pour chaque paramètre, les valeurs testées correspondent aux valeurs extrêmes d'une plage de variation acceptable en fonction du type de sol rencontré. Le Tableau III. 9 résume les résultats obtenus.

Nous constatons que les paramètres de résistance au cisaillement ont logiquement une influence marquée sur le facteur de sécurité, notamment en ce qui concerne l'angle de frottement (comportant néanmoins une plage de variation particulièrement large dans cette analyse de sensibilité), ce que confirment les observations faites par (Alonso et al., 1993). Sur la plage de variation extrême de ces deux paramètres, le facteur de sécurité connaît une variation d'environ 0,5 en ce qui concerne la cohésion effective et de plus de 1,8 pour l'angle de frottement, ce qui correspond respectivement à 19% et 68% de la valeur de référence.

Tableau III. 9 Modèle EF Cast3M - analyse de sensibilité des paramètres

PARAMETRES	MIN	DETERMINISTE	MAX	
POIDS VOLUMIQUE γ_d [kN.m⁻³]				
Poids volumique recharges	16,7	19,8	21,6	
Poids volumique limons	16,2	17,9	19,7	
Fs	2,42	2,64	2,73	
COHESION c' [kPa]				
Cohésion recharges	0	8,91	30	
Cohésion noyau	0	13,45	30	
Fs	2,58	2,64	3,11	
ANGLE DE FROTTEMENT φ' [°]				
Angle de frottement recharges	25	34,85	45	
Angle de frottement noyau	25	34,12	45	
Fs	1,83	2,64	3,68	
MODULE D'YOUNG E' [MPa]				
Module d'Young recharges	35	45	55	
Module d'Young limons	30	40	50	
Fs	2,64	2,64	2,63	
COEFFICIENT DE POISSON ν'				
Fs	2,61	2,64	2,64	
ANGLE DE DILATANCE ψ' [°]				
Fs	2,58	2,64	2,56	
PARAMETRES				
ECROUISSAGE H				
	100	500	1000	2500
Fs	2,64	2,64	2,64	2,64
PERMEABILITE K_x [m.s⁻¹]				
Perméabilité RAM	1×10 ⁻⁸	1,5×10 ⁻⁵	5×10 ⁻⁵	
Perméabilité RAV	1×10 ⁻⁶	1,5×10 ⁻⁴	5×10 ⁻⁴	
Perméabilité NOY	1×10 ⁻⁹	2,5×10 ⁻⁸	5×10 ⁻⁷	
Fs	2,79	2,64	2,49	
ANISOTROPIE				
K_x/K_y RAM&RAV	1	3	15	20
K_x/K_y NOY	1	5	15	100
Fs	2,63	2,64	2,65	2,67

Le paramètre poids volumique influence de façon moindre que les précédents le facteur de sécurité, avec une variation de F_s entre les valeurs aux bornes d'environ 11% par rapport à la valeur de référence, ce qui confirme les observations faites par (Griffiths et Lane, 1999). Par ailleurs, il est le seul pouvant nous renseigner directement sur la variabilité spatiale du fait de l'abondance des données. Nous proposons de le prendre en compte dans l'analyse probabiliste.

La variation des paramètres de déformabilité n'a pas ou très peu d'effet sur le facteur de sécurité, les variations observées restant relativement faibles. La même conclusion peut être faite concernant le paramètre d'écrouissage H . L'angle de dilatance semble avoir une légère influence sur le facteur de sécurité qui reste cependant faible sur la plage testée (inférieure à 3% par rapport à la valeur de référence). Nous ne proposons donc pas de modélisation probabiliste de ce paramètre.

Concernant les paramètres hydrauliques, la perméabilité a également une influence importante sur le facteur de sécurité avec une variation de 0,3 sur le facteur de sécurité pour la plage de perméabilité testée et sa modélisation probabiliste est nécessaire. Le coefficient d'anisotropie n'a que très peu d'effet sur le facteur de sécurité dans notre modèle au vu des résultats obtenus ; cependant comme aucune information n'est disponible sur ce coefficient nous proposons de le modéliser comme une variable aléatoire pour prendre en compte sa méconnaissance. Ces paramètres ont fait l'objet d'une modélisation probabiliste en Partie II.

En conclusion de cette analyse de sensibilité, les paramètres d'intérêt que nous retiendrons dans notre démarche pour la modélisation probabiliste sont l'angle de frottement, la cohésion, le poids volumique, la perméabilité et le coefficient d'anisotropie.

III.3.4 MODELISATION PROBABILISTE DES PARAMETRES D'INTERET

Les sections précédentes ont permis de décrire les hypothèses de modélisation propres au modèle déterministe, de proposer une démarche de calcul du facteur de sécurité, de valider le modèle par comparaison avec un logiciel de géotechnique et d'identifier les différents paramètres ayant une influence notable sur le facteur de sécurité.

Nous nous intéressons désormais à la modélisation probabiliste de ces paramètres à partir des données disponibles sur le barrage d'étude. Compte tenu des résultats de l'analyse de sensibilité, nous considérons les propriétés de résistance au cisaillement, le poids volumique, la perméabilité et le coefficient d'anisotropie. La modélisation probabiliste de ces trois derniers paramètres a été traitée dans le chapitre II.3 et n'est pas rappelée ici.

III.3.4.1 Choix de relations de transformation en fonction des données disponibles

Les relations de transformation recensées dans le chapitre précédent (cf. Tableau 1 de l'Annexe C) ont été mises en œuvre en considérant les plages de variation des données du barrage d'étude. Les résultats obtenus sont détaillés ci-après et les résultats complets figurent au Tableau 2 de l'Annexe C.

Relation de transformation pour l'angle de frottement

Nous nous focalisons premièrement sur les relations Eq. III. 17 et Eq. III. 18 qui dépendent de la densité sèche.

Pour la relation de Caquot (Caquot, 1939), nous considérons chacun des essais triaxiaux CU disponibles et nous calculons la constante de la relation Eq. III. 17, la densité sèche (et donc l'indice des vides) étant connue pour chaque essai. Le détail des calculs est présenté dans le Tableau III. 10. L'angle de frottement est ensuite recalculé en utilisant la valeur moyenne de la constante, donnant une plage comprise entre 31° et 37°.

Tableau III. 10 Comparaison des valeurs d'angle de frottement des essais triaxiaux et ceux obtenus par la méthode de Caquot

Essais CU	Graves sableuses (RAM&RAV)						Limons sableux (NOY)			
	M01	F05	F09	F14	F14_b	MOY	E50	F28	F29	MOY
Angle de frottement φ'	33°	34°	35°	33°	36°	34,2°	32°	36°	35°	34,3°
Densité sèche γ_d	1,81	1,78	1,92	1,86	1,91	1,86	1,74	1,75	1,79	1,76
Indice des vides	0,49	0,52	0,41	0,45	0,41	0,46	0,55	0,54	0,51	0,53
Constante de Caquot $Cste$	0,32	0,35	0,28	0,29	0,30	0,31	0,34	0,39	0,36	0,37
Angle de frottement φ' recalculé avec $Cste_{moy}$	32,3	30,8	37,1	34,6	37,1	34,4	33,9°	34,4°	36,0°	34,8°

Concernant la relation de (Maeda et Miura, 1999), la densité relative est calculée pour chacun des essais triaxiaux disponibles en utilisant les densités sèches minimales et maximales mesurées lors du contrôle de compactage, qui ne correspondent toutefois pas au D_{max} et D_{min} définissant D_r , mais qui sont facilement accessibles. Nous ajustons ensuite la relation Eq. III. 18 sur l'échantillon obtenu et nous recalculons les angles de frottement à partir du modèle. Nous obtenons au final une corrélation médiocre ($R^2 = 0,43$) bien que la plage de valeurs calculées correspond avec celle mesurée (cf. Figure III. 16).

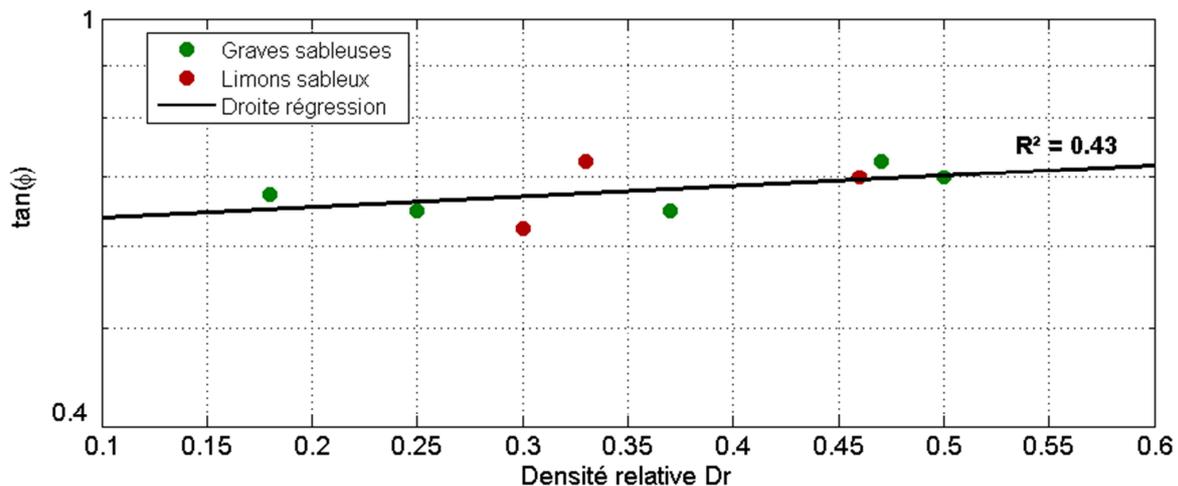


Figure III. 16 Régression effectuée sur les essais disponibles à partir de la relation de (Maeda et Miura, 1999)

Les corrélations faisant intervenir les limites d'Atterberg et les paramètres granulométriques sont également testées avec les données de notre cas d'études. Elles fournissent toutes des plages de valeurs plausibles pour le paramètre φ' mais avec des coefficients de détermination R^2 toujours faibles.

Nous choisissons au final la relation de Caquot pour modéliser l'angle de frottement car elle permet de faire plus simplement le lien avec les mesures de densité sèche tout en donnant des valeurs d'angle de frottement proches de celles mesurées.

Relation de transformation pour la cohésion

En ce qui concerne la cohésion effective, nous avons vu qu'une seule relation a pu être recensée dans la littérature. Nous l'avons testée sur les données du barrage d'étude. Elle donne des valeurs de cohésion effective raisonnables mais avec une régression peu fiable ($R^2 = 0,1$) et une plage d'indice de consistance I_c en dehors de celle testée expérimentalement (cf. Tableau 2 en annexe C). Ainsi, nous ne disposons pas de relation de transformation fiable permettant de relier la cohésion effective à un paramètre physique mesuré de façon conséquente. Ce paramètre sera donc modélisé uniquement par une variable aléatoire issue de l'analyse présentée au III.3.4.2.

Remarque : les relations de transformation permettant la modélisation de la cohésion non drainée n'ont pas été considérées dans l'application à notre cas d'étude car nous nous intéressons à la situation normale d'exploitation. Il aurait été possible de valoriser les essais œdométriques disponibles en mettant en pratique la méthodologie explicitée au III.2.3.4.

III.3.4.2 Analyse de la variabilité intrinsèque par analyse statistique des propriétés de résistance au cisaillement

Nous appliquons dans cette partie la démarche décrite au III.2.3.3 concernant la modélisation probabiliste des propriétés de résistance au cisaillement. Pour mémoire, les analyses statistiques des données disponibles concernant les autres propriétés (densité sèche, limite de liquidité et granulométries) ont déjà été traitées dans la section II.3.3 de la Partie II.

Cette démarche consiste à effectuer une régression linéaire sur tous les sommets des cercles de Mohr issus des essais triaxiaux CU et CD disponibles et d'évaluer les incertitudes sur cette droite de régression, donnant ainsi celles sur les paramètres de résistance au cisaillement à long terme.

Nous nous basons premièrement sur les régressions linéaires des sommets des cercles triaxiaux réalisées précédemment au III.3.2.2. Les incertitudes sur les paramètres de la droite K_f ont été quantifiées à partir des résultats des analyses des régressions linéaires. Elles sont synthétisées dans le Tableau III. 11.

Tableau III. 11 Incertitudes sur les coefficients de régression des droites K_f

	Graves sableuses RAM&RAV		Limons sableux NOY	
	$\tan \alpha'$	α'	$\tan \alpha'$	α'
Moyenne	0,57	7,31	0,56	11,13
Ecart-type	0,019	6,63	0,012	4,02
Valeur t	30,71	1,10	45,87	2,77
$Pr(> t)$	$3,02 \times 10^{-14}$	0,29	$5,84 \times 10^{-13}$	0,020

Les deux dernières lignes du tableau renseignent sur la précision de la régression ; la valeur t est une statistique de test représentant le rapport entre la moyenne et l'écart-type et $Pr(> |t|)$ donne la p-valeur associée, c'est-à-dire la probabilité d'obtenir une valeur supérieure à la valeur t sous réserve de vérification de l'hypothèse nulle. Elles indiquent que les incertitudes calculées sont relativement faibles en ce qui concerne le coefficient directeur $\tan \alpha'$ des régressions mais le sont moins pour les ordonnées à l'origine α' .

PARTIE III – MODELISATION PROBABILISTE DES PROPRIETES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT ET COUPLAGE MECANO-FIABILISTE

Les incertitudes sur les coefficients directeurs et ordonnées à l'origine des droites K_f sont ensuite propagées à partir des équations Eq. III. 7 et Eq. III. 8 par des simulations de Monte-Carlo menées avec le logiciel OpenTURNS. Un million de tirages des coefficients $\tan \alpha'$ et a' sont réalisées en faisant l'hypothèse qu'ils suivent une loi normale de moyennes et d'écart-types égaux à ceux listés dans le Tableau III. 11. Les distributions obtenues sont illustrées sur la Figure III. 17. Elles seront utilisées sous une forme tronquée dans notre modélisation afin de ne pas obtenir des valeurs négatives.

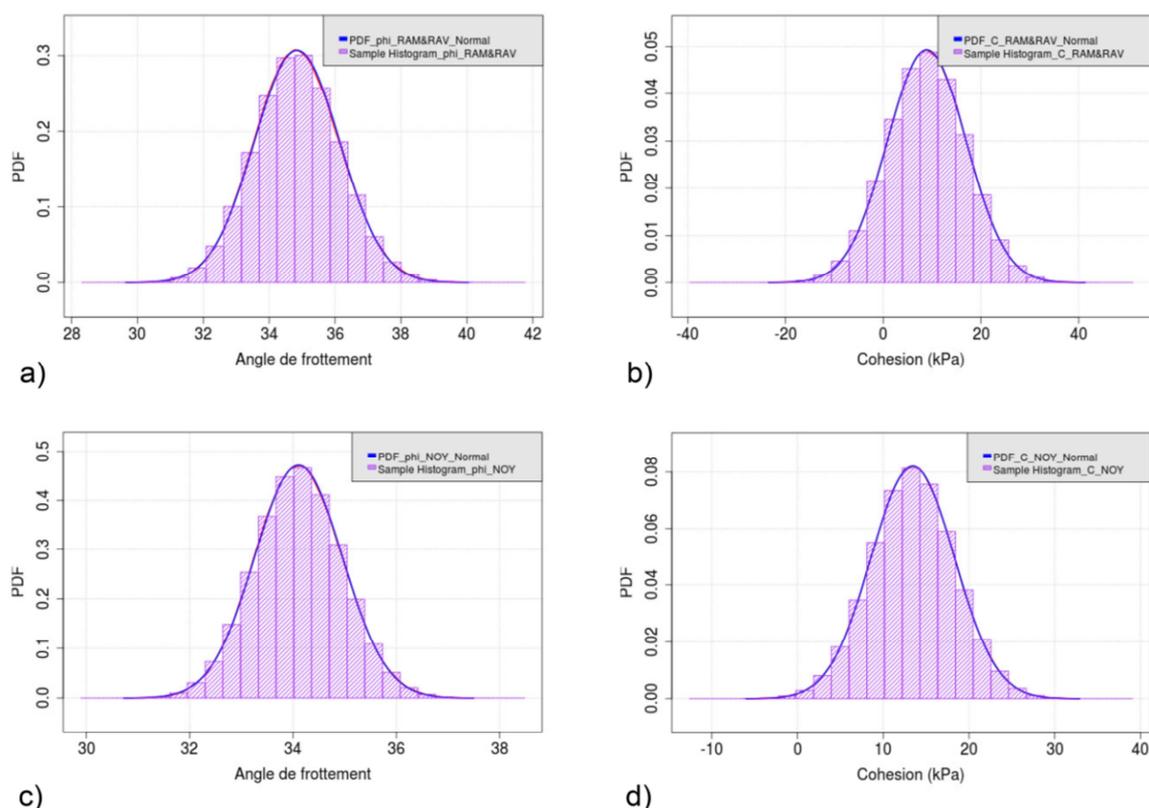


Figure III. 17 Distributions des paramètres effectifs de résistance au cisaillement obtenues : a) RAM&RAV - angle de frottement, b) RAM&RAV - cohésion, c) NOY - angle de frottement, d) NOY – cohésion

Les caractéristiques probabilistes des paramètres d'intérêt permettant de les modéliser par des variables aléatoires sont finalement résumées dans le Tableau III. 12.

Tableau III. 12 Caractéristiques probabilistes des paramètres d'intérêt

	Graves sableuses RAM&RAV			Limons sableux NOY		
	φ' [°]	c' [kPa]	γ_d [kN.m ⁻³]	φ' [°]	c' [kPa]	γ_d [kN.m ⁻³]
Type de loi de probabilité	Normale	Normale	Normale	Normale	Normale	Normale
Moyenne	34,85	8,91	19,22	34,11	13,45	17,95
Ecart-type	1,30	8,09	0,93	0,85	4,86	0,54
Coefficient de variation	4 %	91 %	5%	2 %	36 %	3%
Minimum	25	0	16,8	25	0	16,2
Maximum	45	30	21,6	45	30	19,4

III.3.4.3 Modélisation de la variabilité spatiale

Analyse géostatistique des mesures de contrôle de compactage

Le traitement statistique précédent permet de représenter la dispersion des données mais pas d'en représenter la variabilité spatiale. Nous proposons, comme dans la Partie II concernant la modélisation probabiliste des pressions interstitielles, de relier la variabilité spatiale des paramètres mécaniques à celle de la densité sèche au moyen de relations analytiques entre les propriétés.

Le traitement géostatistique des mesures de contrôle de compactage mené dans la Partie II nous a déjà permis de représenter la densité sèche par un champ aléatoire stationnaire sur les trois zones distinctes du barrage d'étude (RAM, NOY et RAV) à partir des résultats résumés dans le Tableau II.9. Le même traitement géostatistique est utilisé dans l'application au barrage d'étude pour la démarche de modélisation des propriétés de résistance.

Modélisation des paramètres de résistance par champs aléatoires

Le traitement statistique réalisé dans la section précédente permet de modéliser la variabilité des paramètres de résistance au cisaillement sous forme de variables aléatoires. Nous cherchons désormais à en modéliser la variabilité spatiale par des champs aléatoires en utilisant les relations de transformation permettant de faire le lien avec le champ de densité sèche, qui est le seul à pouvoir être établi à partir des données disponibles sur le barrage d'étude.

Concernant la cohésion effective, nous avons vu qu'il n'a pas été possible de la relier à la densité. Ce paramètre sera donc modélisé dans notre application par une variable aléatoire, trop peu d'informations étant disponibles pour prendre en compte sa variabilité spatiale.

Remarque : la cohésion non drainée aurait néanmoins pu être modélisée par un champ aléatoire si nous nous étions intéressés à une autre situation de projet que la situation normale d'exploitation.

La relation de Caquot (Eq. III. 17) va cependant permettre d'obtenir un champ aléatoire représentant l'angle de frottement à partir de celui de densité sèche. La démarche adoptée est la suivante :

1. calcul sur chacune des trois zones du barrage des indices des vides moyens à partir de l'équation Eq. II. 10 et des moyennes des densités sèches calculées sur les échantillons de mesures de contrôle de compactage ;
2. calcul de la constante de la relation de Caquot en utilisant les indices de vides et des angles de frottement moyens ;
3. transformation du champ aléatoire de densité sèche en champ aléatoire d'indice des vides sur chacune des trois zones ;
4. détermination du champ aléatoire d'angle de frottement à partir de la relation de Caquot, du champ aléatoire d'indices des vides et des trois constantes relatives à chacune des zones.

Le Tableau III.13 résume les calculs effectués lors des points 1 et 2. Les valeurs de constantes de Caquot obtenues sur les trois zones sont plus faibles que celles calculées à partir des essais de laboratoire (cf. Tableau III. 10) ; cela est dû au compactage qui a augmenté la densité des matériaux.

Tableau III. 13 Détails des calculs permettant l'obtention du champ aléatoire d'angle de frottement par la relation de Caquot

	RAM	NOY	RAV
$\rho_{d,moy}$ [kN.m ⁻³]	1,99	1,83	2,05
e_{moy}	0,36	0,48	0,32
φ'_{moy} [°]	34,9	34,1	34,9
$Cste_{moy}$	0,25	0,32	0,22

Un exemple de réalisation de champ aléatoire obtenu d'angle de frottement par cette démarche est illustré par la Figure III. 18.

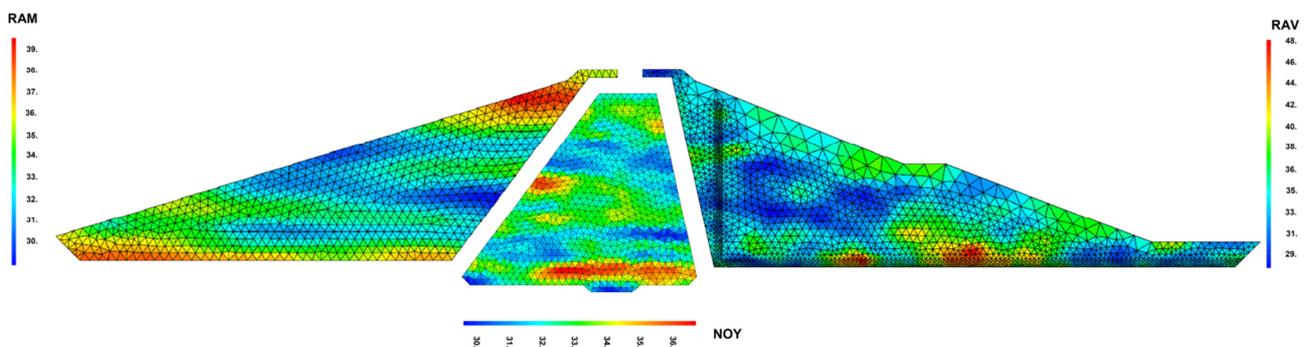


Figure III. 18 Exemple de réalisation de champ aléatoire d'angle de frottement (en °)

III.3.5 CALCUL DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE PAR COUPLAGE MECANO-FIABILISTE

La dernière étape de la démarche probabiliste consiste à propager les incertitudes sur les paramètres d'intérêt grâce à un couplage mécano-fiabiliste liant la méthode d'analyse de fiabilité (utilisant le logiciel OpenTURNS) et le modèle aux éléments finis (construit avec Cast3M).

III.3.5.1 Principe du couplage mécano-fiabiliste Cast3M/OpenTURNS

Le couplage mécano-fiabiliste pour le mécanisme de glissement du barrage étudié est réalisé de manière analogue à celui effectué pour la modélisation probabiliste des pressions interstitielles (cf. II.3.4.3). L'analyse de fiabilité a été pilotée par le logiciel OpenTURNS qui permet de réaliser les tirages de paramètres incertains et de les transmettre au modèle éléments finis construit avec Cast3M lequel effectue les résolutions hydrauliques et mécaniques. Les étapes des simulations numériques globales, intégrant les aspects hydrauliques et mécaniques, de notre démarche sont donc les suivantes :

Simulation des données d'entrée (OpenTURNS)

- O1 – Tirage des limites de liquidité et du coefficient d'anisotropie ;
- O2 – Tirage des pourcentages passants ;
- O3 – Construction d'une courbe granulométrique par un algorithme utilisant les tirages précédents et respectant la forme croissante de ce type de courbe ;
- O4 – Extraction de la fraction de fines p à partir de la courbe granulométrique simulée ;
- O5 – Calcul des surfaces spécifiques $S_{S_granulo}$ et S_{S_LL} à partir des tirages précédents ;
- O6 – Pondération de $S_{S_granulo}$ et S_{S_LL} par la fraction de fines p ;
- O7 – Tirage des paramètres mécaniques : poids volumique, cohésion effective et angle de frottement effectif (si modélisation en variables aléatoires) ;
- O8 – Transfert de la surface spécifique pondérée et du coefficient d'anisotropie au code EF Cast3M.

Simulation des données d'entrée (Cast3M)

- C1 – Simulation d'un champ aléatoire de densité sèche à partir des résultats de l'analyse géostatistique ;
- C2 – Déduction du champ aléatoire de perméabilité à partir de celui de densité sèche et de la surface spécifique aléatoirement calculée par OpenTURNS ;

Calculs hydrauliques (Cast3M)

- C3 – Résolution de l'équation d'écoulement ;
- C4 – Extraction des résultats hydrauliques ;

Simulation des données d'entrée (Cast3M)

- C5 – Déduction du champ aléatoire d'angle de frottement à partir de celui de densité sèche (si modélisation en champ aléatoire et non en variables aléatoires) ;

Calculs mécaniques (Cast3M)

- C6 – Application des forces et calcul de l'état de contraintes/déformations initial ;
- C7 – Calcul du facteur de sécurité par l'algorithme de réduction des paramètres ;
- C8 – Extraction des résultats mécaniques.

Post-traitement (OpenTURNS)

- O8 - Traitement des résultats ;
- O9 – Retour au O1 jusqu'à n ème itération.

La procédure est itérée un nombre de fois suffisant pour obtenir une distribution du facteur de sécurité, jusqu'à convergence des moments statistiques de l'échantillon du facteur de sécurité.

III.3.5.2 Evaluation de la probabilité de défaillance

Nous avons présenté au III.2.4.2 les trois approches envisageables pour le calcul de la probabilité de défaillance du barrage étudié dans une démarche telle que celle que nous proposons.

Pour notre cas d'étude, le calcul du facteur de sécurité déterministe et la validation du modèle avec le jeu de paramètres pessimistes ont montré d'une part que le facteur de sécurité moyen a une valeur d'environ 2,7 et d'autre part qu'il avait une valeur minimale supérieure à 1, en utilisant des distributions tronquées par des valeurs minimales physiquement envisageables. Cela signifie donc que la probabilité d'obtenir la défaillance de l'ouvrage (i.e. $F_s < 1$) par tirage des paramètres d'entrée dans les simulations de Monte-Carlo est très faible.

L'évaluation de la probabilité de défaillance a un intérêt très limité dans notre cas d'étude et nous nous contenterons dans un premier temps d'étudier l'échantillon de facteurs de sécurité obtenu par un nombre limité de simulations de Monte-Carlo afin d'être en mesure de calculer un indice de fiabilité donnant un ordre de grandeur de la probabilité de défaillance. D'autres méthodes de fiabilité seront mises en œuvre le cas échéant en fonction de cet ordre de grandeur, conformément à ce qui a été vu au III.2.4.2.

III.3.6 MODELISATION NUMERIQUE ET DISCUSSION DES RESULTATS

Nous nous intéressons aux résultats obtenus en considérant trois configurations de modélisation et de calculs détaillées dans le Tableau III. 14.

La première configuration correspond à celle de référence représentant l'analyse probabiliste pouvant être réalisée avec des méthodes simples

La seconde configuration est à comparer avec la première afin de mettre en évidence les différences entre les méthodes de modélisation de l'état-limite (MEL ou MEF), ainsi que la prise en compte de la variabilité des pressions interstitielles.

Enfin, la comparaison des configurations 2 et 3 permet d'illustrer l'apport de la représentation de la variabilité spatiale de certains paramètres.

Tableau III. 14 Description des cas d'étude considérés

	Logiciel	Evaluation de l'état-limite	Paramètres incertains	Modélisation des paramètres incertains
Configuration n°1	Geostudio	Equilibre-limite	Poids volumique Angle de frottement Cohésion	Variables aléatoires
Configuration n°2	Cast3M	Eléments finis	Perméabilité Coefficients d'anisotropie Poids volumique Angle de frottement Cohésion	Variables aléatoires
Configuration n°3	Cast3M	Eléments finis	Perméabilité Coefficients d'anisotropie Poids volumique Angle de frottement Cohésion	Champ aléatoire Variable aléatoire Champ aléatoire Champ aléatoire Variable aléatoire

III.3.6.1 Configuration 1 : analyse probabiliste par méthode à l'équilibre-limite et modélisation par variables aléatoires

La première configuration d'étude correspond à l'analyse probabiliste simplifiée qui peut être menée dans un cadre opérationnel avec le logiciel commercial Geostudio. Celui-ci offre la possibilité d'effectuer des simulations de Monte-Carlo en propageant les incertitudes sur trois paramètres : le poids volumique, la cohésion effective et l'angle de frottement effectif qui peuvent être représentés par des variables aléatoires.

Ces trois paramètres sont modélisés dans ce cas par des lois normales tronquées ayant les caractéristiques statistiques décrites dans le Tableau III. 12. Les paramètres hydrauliques ne pouvant pas être considérés de façon probabiliste, ils sont pris égaux à leur valeur moyenne (cf. Tableau III. 7). Le facteur de sécurité est calculé à partir de la méthode de Spencer. Un nombre de 100 000 simulations est effectué ; cependant nous remarquons sur la Figure II. 19 que la convergence des moments statistiques (moyenne et écart-type) du facteur de sécurité est obtenue de façon satisfaisante entre 1 000 et 2 000 simulations. La Figure III. 20 présente l'histogramme des facteurs de sécurité résultant des simulations, ainsi que l'ajustement d'une loi normale de même moyenne et écart-type.

Le Tableau III. 15 synthétise les résultats. La moyenne de l'échantillon correspond à un F_s de 2,75, ce qui est très proche de la valeur déterministe (2,71 avec Geostudio), et l'écart-type est égal à environ 0,17 ce qui correspond à un coefficient de variation de 6%. Les fractiles 5% et 95% sont respectivement 2,45 et 3,02.

Tableau III. 15 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 1 : LEM-VA

Nombre de simulations	Moyenne F_s	Ecart-type F_s	Min F_s	Max F_s	Frac_5%	Frac_95%	Indice de fiabilité
100 000	2,75	0,17	2,04	3,70	2,45	3,02	10,40

L'indice de fiabilité obtenu est très élevé et est obtenu à partir de l'Eq I. 25. En considérant qu'un indice de fiabilité supérieur à 6,36 correspond à une probabilité inférieure à 10^{-10} en utilisant la relation $P_f = \Phi(-\beta)$, nous obtenons donc une probabilité de défaillance pratiquement nulle. Ceci peut correspondre soit à la preuve du bon dimensionnement du barrage d'étude pour la situation normale d'exploitation et de la réduction d'incertitudes apportée par la considération des données réellement mesurées, soit à un modèle d'évaluation de l'état-limite trop simplifié.

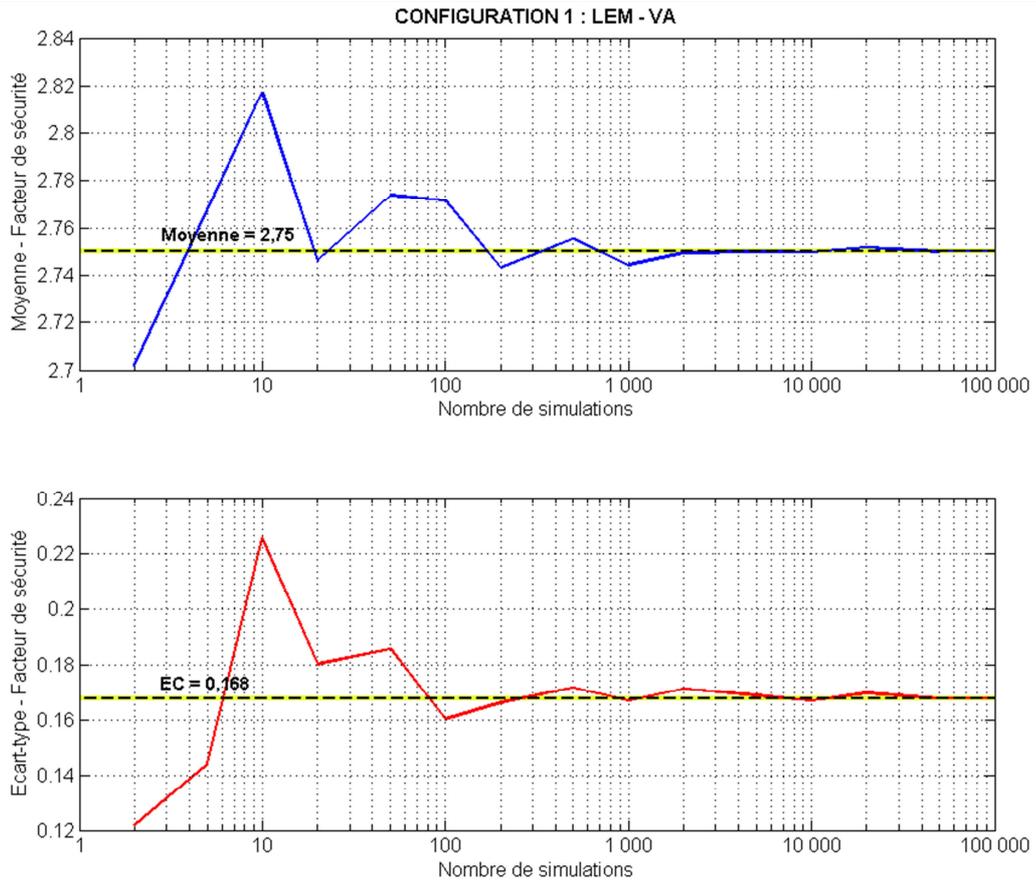


Figure III. 19 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 1 : MEL-VA – convergence des moments statistiques

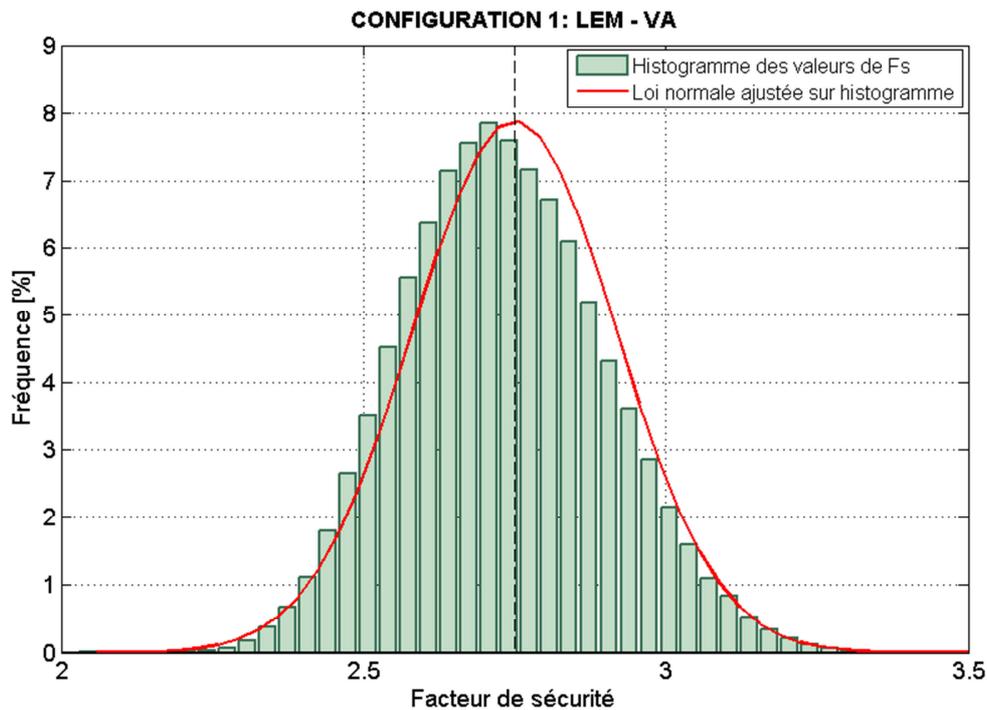


Figure III. 20 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 1 : MEL-VA – distribution du facteur de sécurité

III.3.6.2 Configuration 2 : analyse probabiliste avec la méthode des éléments finis et modélisation par variables aléatoires

Dans la seconde configuration, le principe exposé au III.3.5.1 est appliqué. Le couplage mécano-fiabiliste entre le logiciel OpenTURNS et le code éléments finis Cast3M est mis en œuvre pour des simulations de Monte-Carlo.

Les paramètres de densité sèche, de cohésion et d'angle de frottement sont modélisés directement par des variables aléatoires ayant les mêmes caractéristiques que dans la configuration 1. Des valeurs aléatoires de surfaces spécifiques sont également tirées par le modèle fiabiliste et intégrées au modèle éléments finis pour le calcul de la perméabilité par la relation Eq. II. 3. La perméabilité peut donc être considérée de façon indirecte comme une variable aléatoire.

Un nombre de 1 000 simulations est effectué, ce qui peut paraître faible au vu des 100 000 simulations précédemment réalisées. Le modèle développé étant relativement coûteux en termes de temps de calcul, il est difficile d'effectuer un nombre important de simulations car cela demande un temps de calcul conséquent (une semaine environ pour un millier de simulations). Cependant, ce millier de simulations permet tout de même d'obtenir une convergence des moments statistiques de la distribution du facteur de sécurité, comme le montre la Figure III. 21.

L'histogramme des résultats obtenus dans cette configuration numérique est visible sur la Figure III. 22 et les caractéristiques de l'échantillon sont résumées dans le Tableau III. 16. La moyenne de l'échantillon est égale à 2,62 ce qui est pratiquement égal à la valeur déterministe (2,64 avec Cast3M). La distribution a un écart-type d'environ 0,28, ce qui correspond à un coefficient de variation de près de 11%. 90% des valeurs de la distribution se situent entre 2,10 et 3,04 représentant respectivement les fractiles 5% et 95%.

Tableau III. 16 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 2 : MEF-VA

Nombre de simulations	Moyenne Fs	Ecart-type Fs	Min Fs	Max Fs	Frac_5%	Frac_95%	Indice de fiabilité
1 000	2,62	0,28	1,76	3,55	2,10	3,04	5,88

L'indice de fiabilité calculé est proche de 6, ce qui implique encore une fois une probabilité de défaillance très faible (mais plus réaliste comparé à la configuration 1) qu'il n'est pas nécessaire d'estimer précisément.

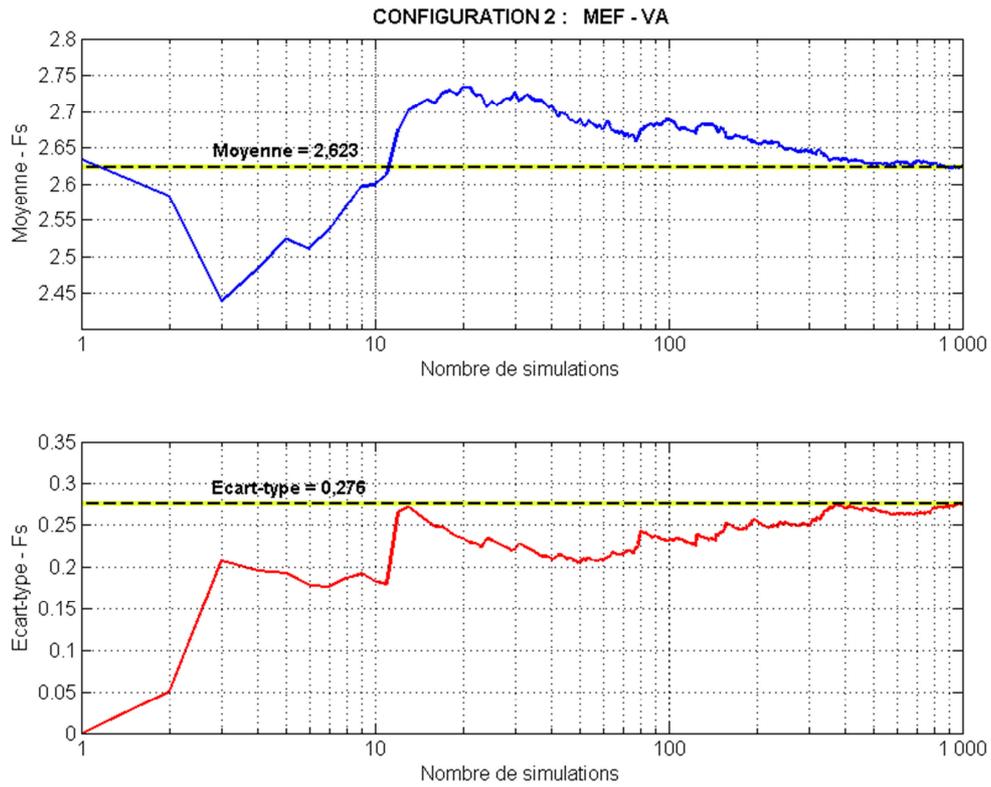


Figure III. 21 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 2 : MEF-VA – convergence des moments statistiques

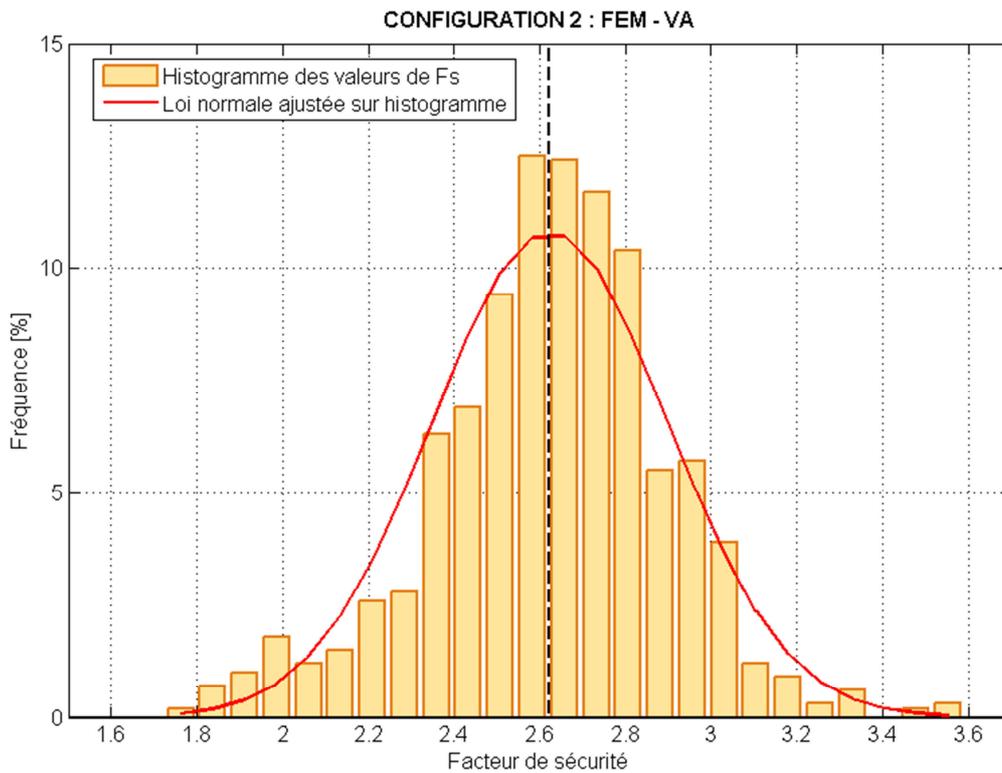


Figure III. 22 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 2 : MEF-VA – distribution du facteur de sécurité

Les histogrammes des tirages des valeurs d'angles de frottement sur les deux matériaux sont représentés sur la Figure III. 23 permettant de constater que les densités de probabilité théoriques sont pratiquement confondues, avec le millier de simulations effectuées, avec les densités fournies en entrée.

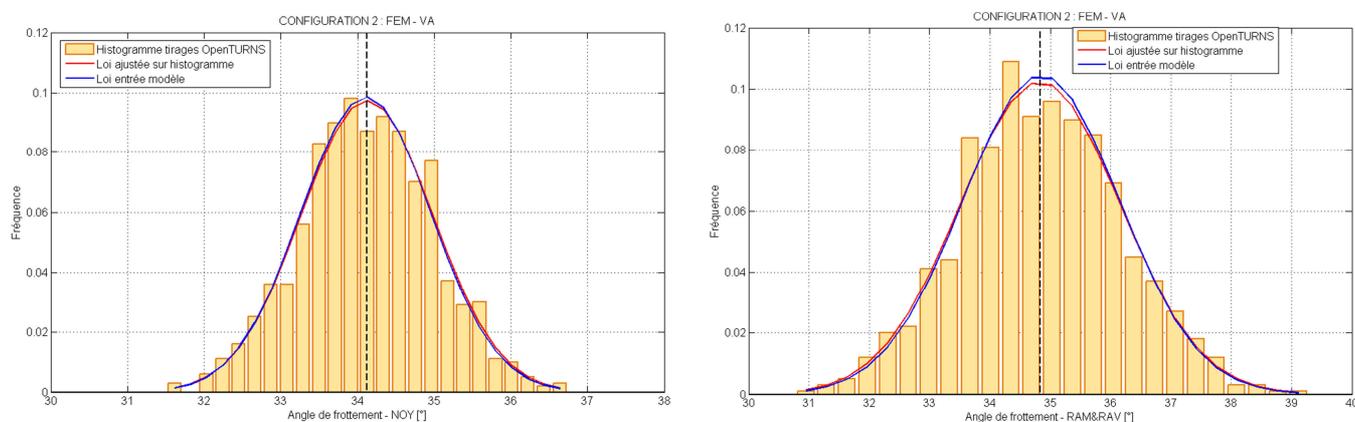


Figure III. 23 Histogramme des tirages d'angle de frottement et comparaison avec la densité de probabilité théoriques

III.3.6.3 Configuration 3 : analyse probabiliste avec méthodes des éléments finis et modélisation par variables aléatoires et champs aléatoires

Pour la troisième configuration de calcul, les mêmes hypothèses que pour la seconde sont considérées, à la différence que la variabilité spatiale est désormais prise en compte. Les paramètres densité sèche, perméabilité et angle de frottement sont modélisés par des champs aléatoires plutôt que par des variables aléatoires.

Dans ce cas également, seules 1 000 simulations ont été réalisées à cause du temps de calcul encore plus important dû à la génération des champs aléatoires. La Figure III. 24 montre cependant que ce nombre de simulations semble encore une fois suffisant pour obtenir une convergence de la moyenne et de l'écart-type de l'échantillon de facteur de sécurité obtenu, qui est illustré sur la Figure III. 25.

Le Tableau III. 17 résume enfin les caractéristiques de la distribution de facteur de sécurité. Nous obtenons une moyenne de 2,45 et un écart-type de 0,22, ce qui correspond à un coefficient de variation de 9% et à un indice de fiabilité supérieure à 6. Les fractiles 5% et 95% valent respectivement 2,04 et 2,82.

Tableau III. 17 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 3 : MEF-CA

Nombre de simulations	Moyenne Fs	Ecart-type Fs	Min Fs	Max Fs	Frac_5%	Frac_95%	Indice de fiabilité
1 000	2,45	0,22	1,76	3,66	2,04	2,82	6,48

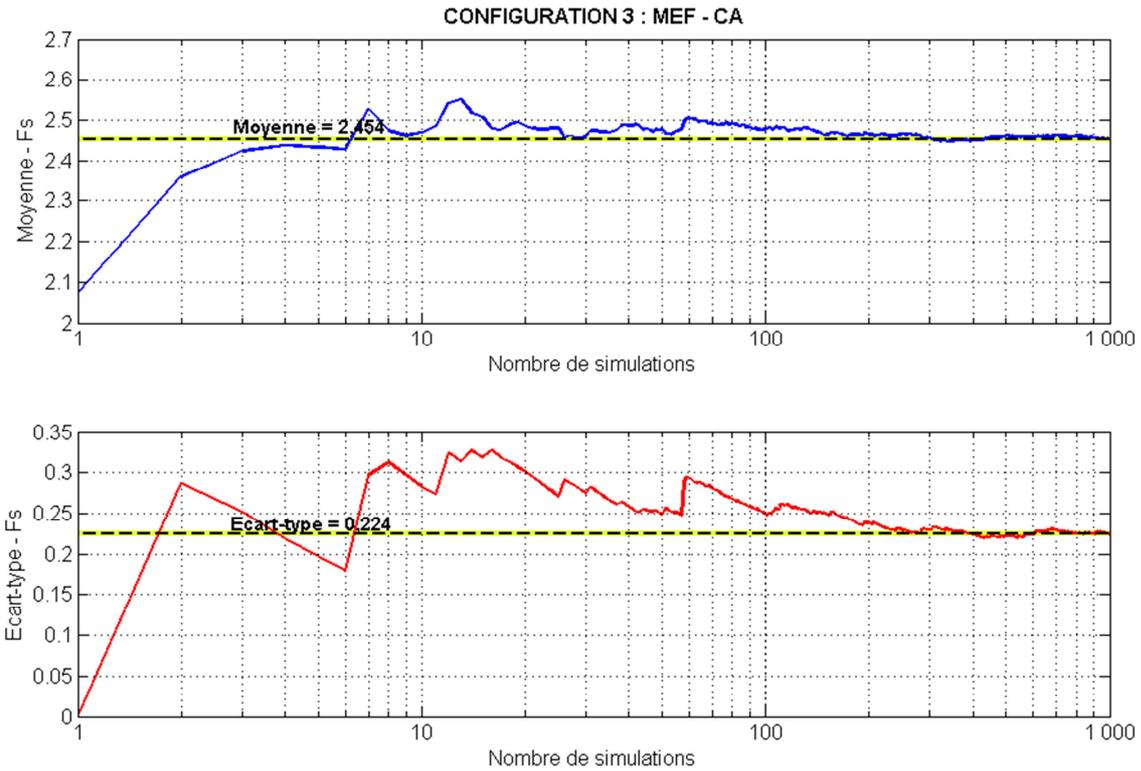


Figure III. 24 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 3 : MEF-CA – convergence des moments statistiques

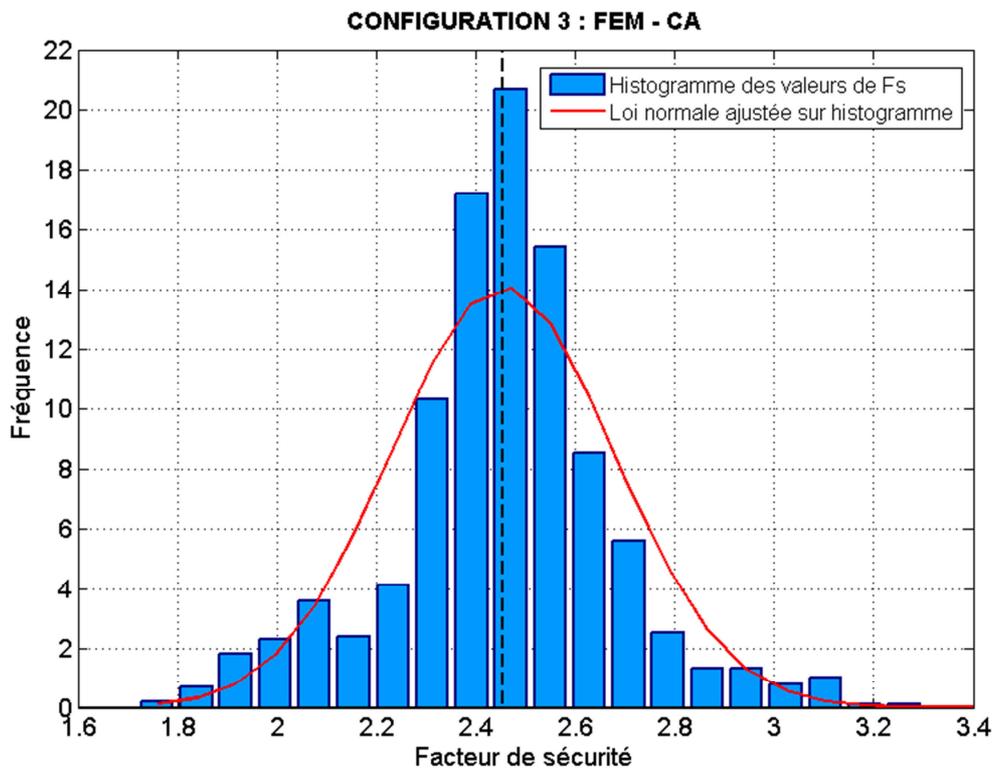


Figure III. 25 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 3 : MEF-CA – distribution du facteur de sécurité

Pour cette troisième configuration, nous avons calculé et extrait les moyennes et écart-types des champs aléatoires d'angle de frottement générés sur les trois zones du remblai. Nous disposons ainsi des 1 000 valeurs de moyennes et écarts-types pour chacune des trois zones RAM, RAV et NOY à partir desquelles nous pouvons obtenir les histogrammes (cf. exemple de l'angle de frottement sur la recharge aval illustré sur la Figure III. 26).

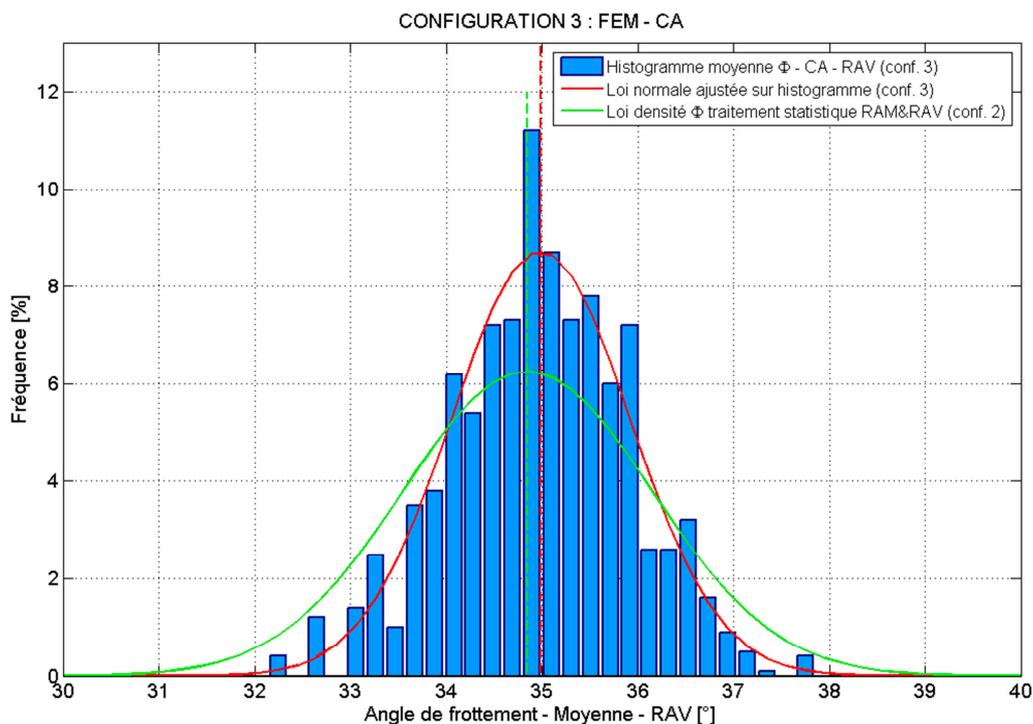


Figure III. 26 Histogramme de moyenne de champs aléatoires générés sur la recharge aval et comparaison avec la distribution issue du traitement statistique

Une loi normale a été ajustée sur chacun de ces histogrammes (en rouge sur la Figure III. 26) et est à comparer avec la distribution normale utilisée dans la configuration 2 et issue du traitement statistique effectué au III.3.4 (en vert sur la Figure III. 26).

Le Tableau III. 18 compare les moyennes des distributions de moyennes et d'écart-types issus des champs aléatoires (configuration 3) avec les valeurs des moments statistiques des lois normales déduites du traitement statistique du III.3.4.2 (configuration 2).

Tableau III. 18 Comparaison des moments statistiques issus des distributions des champs aléatoires d'angle de frottement et de ceux des distributions issues du traitement des essais triaxiaux

	TRAITEMENT STATISTIQUE (configuration 2)		CHAMPS ALEATOIRES (configuration 3)		
	RAM&RAV	NOY	RAM	RAV	NOY
Moyenne	34,85	34,12	34,93	34,99	34,16
Ecart-type	1,30	0,85	2,21	5,24	2,23

III.3.6.4 Discussion

Globalement, les trois configurations de calcul envisagées conduisent à des indices de fiabilité importants correspondant à des probabilités de défaillance très faibles ; signe de la bonne stabilité structurale de l'ouvrage. Ces probabilités sont cependant trop faibles pour leur attribuer une interprétation pertinente.

Nous nous contentons donc des indices de fiabilité et des caractéristiques statistiques des distributions de facteurs de sécurité pour commenter les résultats des différentes configurations.

Comparaison des configurations 1 et 2

Lorsqu'on confronte les résultats obtenus dans les configurations 1 et 2, nous constatons dans un premier temps que les moyennes sont relativement proches et correspondent à la valeur du facteur de sécurité déterministe. Les écarts-types sont faibles dans les deux cas, même si celui obtenu avec Geostudio est inférieur à celui issu de la configuration 2 avec Cast3M.

Concernant la dispersion des valeurs, les fractiles à 95% des deux échantillons sont très semblables alors que ceux à 5% diffèrent de près de 0,35. Notons cependant que les fractiles de la configuration 1 sont calculés sur la loi normale ajustée et non sur l'échantillon lui-même qui n'est pas donné par Geostudio.

L'indice de fiabilité issu de la configuration 1 vaut près du double de celui de la configuration 2, ce qui correspond à une probabilité de défaillance qui n'est plus physiquement interprétable.

Au final, même si la configuration 2 comporte moins de simulations et qu'il existe une incertitude de modèle sur le calcul du facteur de sécurité avec Cast3M, l'indice de fiabilité est plus proche des valeurs attendues pour ce type d'ouvrage et le modèle éléments finis permet certainement une meilleure prise en compte de l'aspect probabiliste dans notre cas, par rapport aux méthodes à l'équilibre-limite. Un nombre plus important de simulations est bien entendu nécessaire pour confirmer cela ; néanmoins la courbe de convergence montre qu'augmenter le nombre de simulations n'aurait qu'une faible incidence sur la moyenne et l'écart-type de la distribution du facteur de sécurité. Le critère d'arrêt adopté pour obtenir le facteur de sécurité à partir d'un calcul EF peut également contribuer à un écart plus important dans la configuration 2.

Comparaison des configurations 2 et 3

Cette comparaison permet d'illustrer l'influence de la prise en compte de la variabilité spatiale telle que nous la proposons dans notre démarche. Dans un premier temps, nous remarquons que pour un même nombre de simulations, la moyenne et l'écart-type sont diminuées dans la configuration 3, mais pas de manière significative. La dispersion des deux échantillons est globalement semblable.

La diminution de moyenne et d'écart-type se traduit par un indice de fiabilité légèrement supérieur à celui obtenu dans la configuration 2, correspondant à une probabilité de défaillance donc plus faible malgré le fait que le facteur de sécurité moyen soit inférieur.

Cela est dû au fait que, dans les deux configurations, les valeurs d'angles de frottement effectif ne sont pas issues de lois de probabilité identiques : dans la configuration 2, il s'agit directement de tirages selon une loi normale basée sur le traitement statistique des essais triaxiaux réalisé au III.3.4.2, alors que, dans la configuration 3, le champ aléatoire d'angle de frottement se déduit de celui de densité sèche.

La Figure III. 26 et le Tableau III. 18 montrent que les moyennes calculées sur les champs aléatoires des recharges (configuration 3) sont pratiquement les mêmes que celle de la loi de probabilité utilisée dans la configuration 2.

La différence observée est due à la valeur des écart-types calculés sur les champs aléatoires des trois zones (configuration 3) qui sont assez différents de ceux issus du traitement statistique (configuration 2). La dispersion de l'angle de frottement de la configuration 3 est plus importante que celle de la configuration 2, ce qui peut provenir de l'utilisation du modèle empirique $\varphi = f(\gamma)$ dans la configuration 3. Cette différence est plus marquée dans le cas de la recharge aval (RAV) où l'écart-type moyen sur les champs aléatoires ($5,24^\circ$) est plus de trois fois supérieur à celui provenant du traitement statistique ($1,3^\circ$).

Cette anomalie observée sur la recharge aval peut provenir des longueurs de corrélation faibles par rapport aux dimensions de cette zone provoquant le foisonnement des valeurs. Cela cause l'apparition de zones ayant localement une forte ou une faible résistance au cisaillement (cf. Figure III. 18).

Par ailleurs, les zones de faibles valeurs (minima locaux) des champs aléatoires de l'angle de frottement sur la recharge aval vont avoir tendance à guider les surfaces de glissement, ce qui peut expliquer la diminution du facteur de sécurité.

III.4 CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION PROBABILISTE DU MECANISME DE GLISSEMENT

Une démarche fiabiliste de l'évaluation de la stabilité structurale d'un barrage en remblai vis-à-vis du mécanisme de glissement a été proposée dans cette partie. Elle comporte deux étapes principales qui sont : (i) la modélisation des variabilités intrinsèque et spatiale des paramètres mécaniques du remblai, et (ii) la modélisation du mécanisme de glissement par la méthode des éléments finis et la réalisation du couplage mécano-fiabiliste.

Pour le premier point, et comme pour la partie précédente spécifique au problème hydraulique (cf. Partie II), l'objectif premier de cette démarche est de se baser sur les données réelles mesurées lors des études de dimensionnement et du chantier de l'ouvrage.

Des relations de transformation entre paramètres physiques et paramètres ayant une influence sur le facteur de sécurité ont été recensées dans la littérature. Certaines permettent de faire un lien entre des paramètres comme l'angle de frottement ou la cohésion non drainée avec la densité sèche. Cette propriété étant généralement mesurée en nombre important lors des contrôles de compactage réalisés sur les chantiers de barrages en remblai, elle peut faire l'objet d'un traitement géostatistique permettant la représentation de sa variabilité spatiale par un champ aléatoire, ainsi que pour les paramètres qui lui sont liés. Il est cependant difficile de représenter la variabilité spatiale de la cohésion effective au sein du remblai, cette propriété ne pouvant pas être reliée à la densité sèche. Dans tous les cas, cette approche introduit en contrepartie une erreur de modèle dans l'estimation des propriétés mécaniques.

Concernant le second point, la méthode proposée demande le développement d'un modèle numérique aux éléments finis permettant de calculer efficacement un facteur de sécurité au glissement. La méthode de réduction des paramètres peut être mise en œuvre pour cela mais elle a nécessité le développement de critères d'arrêt permettant de s'affranchir de la non convergence. Ce modèle éléments finis est couplé avec un modèle fiabiliste permettant la propagation des incertitudes se traduisant par l'obtention d'une distribution du facteur de sécurité.

La démarche probabiliste proposée a été appliquée au cas de notre barrage d'étude. Les données provenant des essais mécaniques de laboratoire et des mesures in situ sont exploitées lors d'un traitement statistique permettant leur représentation probabiliste par des variables aléatoires. De plus, il est possible de représenter la variabilité spatiale de l'angle de frottement dans le remblai à partir des mesures de contrôle de compactage.

Un modèle éléments finis déterministe développé avec le code Cast3M permet de calculer le facteur de sécurité au glissement en utilisant la méthode de réduction de paramètres associée à des critères d'arrêt basés sur le travail du second ordre et l'extrapolation des courbes d'évolution en fonction du taux de réduction. Un couplage mécano-fiabiliste entre le modèle éléments finis et le logiciel de fiabilité OpenTURNS permet enfin d'estimer la variabilité du facteur de sécurité à l'aide de simulations de Monte-Carlo.

Trois configurations d'analyses probabilistes ont été présentées et ont permis de comparer dans un premier temps l'influence de la modélisation mécanique de l'état-limite de glissement, et dans un second temps l'influence de la prise en compte de la variabilité spatiale. Ces configurations montrent que, dans notre cas d'étude, une probabilité de défaillance très faible est obtenue pour les trois configurations analysées.

CONCLUSION

CONCLUSION

Les barrages sont des ouvrages de génie civil induisant un risque important sur les populations et les biens situés à leur aval. La sécurité structurale de tels ouvrages se doit donc d'être constamment assurée durant leur durée de vie, de la construction au démantèlement.

Dans la dernière décennie, la réglementation française en matière de sûreté des barrages a été modifiée notamment par le décret du 11 décembre 2007 (repris par celui du 12 mai 2015) qui introduit de nouveaux documents à fournir par les maîtres d'ouvrages pour les grands barrages, avec en particulier les revues de sûreté et les études de dangers qui doivent faire appel à des démarches d'analyses de risques et des démarches probabilistes.

Dans ce cadre, ce travail de thèse a visé à développer une démarche probabiliste d'évaluation de la stabilité structurale des barrages en remblai par rapport à l'état-limite de glissement, qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage, en valorisant au maximum l'ensemble des informations disponibles.

Dans ce travail, nous proposons une démarche pour modéliser les incertitudes liées à la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux avec une représentation sous forme de champs aléatoires déterminés à partir de données réelles. Nous avons également développé un modèle déterministe de l'état-limite de glissement au travers d'une modélisation hydraulique et mécanique par éléments finis. Enfin, nous avons proposé un couplage mécano-fiabiliste permettant de propager les incertitudes des propriétés des matériaux pour obtenir, dans un premier temps, une modélisation probabiliste des pressions interstitielles au sein du remblai, et, dans un second temps, une distribution probabiliste du facteur de sécurité au glissement.

Les résultats de ce travail peuvent se décliner en termes méthodologiques par la proposition de démarches permettant :

1. la modélisation probabiliste des pressions interstitielles au sein du remblai (développée dans la Partie II de la thèse) ;
2. la modélisation probabiliste de la variabilité des propriétés de résistance au cisaillement et leur intégration dans un modèle mécano-fiabiliste de la stabilité du barrage au glissement (développée dans la Partie III de la thèse).

Concernant la modélisation probabiliste des pressions interstitielles internes au remblai, la démarche que nous avons développée a permis de pallier le manque de données concernant la perméabilité des matériaux du remblai en utilisant des méthodes de prédiction de cette propriété des sols disponibles dans la littérature. La démarche met en œuvre : (i) une analyse statistique des données disponibles permettant la modélisation des paramètres qui interviennent dans les méthodes de prédiction sous forme de variables aléatoires ; (ii) une analyse géostatistique permettant de représenter la variabilité spatiale de la densité sèche à partir des mesures de contrôle de compactage ; (iii) l'utilisation des deux analyses précédentes pour obtenir la variabilité spatiale de la perméabilité sous forme de champ aléatoire ; (iv) l'intégration du champ aléatoire de perméabilité obtenu dans un modèle hydraulique aux éléments finis donnant au final un champ de pressions interstitielles ; (v) des simulations de Monte-Carlo qui permettent d'obtenir la variabilité des pressions interstitielles.

CONCLUSION

Le principe de la démarche probabiliste mécanique (Partie III de la thèse) est analogue à celui de la démarche hydraulique (Partie II de la thèse). Nous proposons de mobiliser l'utilisation de relations de transformation entre les données physiques mesurées sur le terrain et les données mécaniques nécessaires à la modélisation de l'état-limite. Nous faisons appel à : (i) une analyse statistique des données disponibles permettant la modélisation des paramètres dont dépendent ces relations de transformation sous forme de variables aléatoires ; (ii) une analyse géostatistique permettant de représenter la variabilité spatiale de la densité sèche à partir des mesures de contrôle de compactage (identique à celle de la modélisation hydraulique) ; (iii) la fusion des deux analyses précédentes afin d'obtenir la variabilité spatiale des propriétés de résistance au cisaillement sous forme de champs aléatoires ; (iv) l'intégration des champs aléatoires obtenus dans un modèle mécanique aux éléments finis utilisant une loi de comportement élasto-plastique ; (v) le calcul du facteur de sécurité par la méthode de réduction de paramètres ; (vi) un couplage mécano-fiabiliste (direct ou par surface de réponse) basé sur des simulations de Monte-Carlo qui permet d'obtenir la variabilité du facteur de sécurité dont on déduira au final une probabilité de défaillance.

La deuxième famille de résultats est liée à l'application à notre cas d'étude, en considérant d'une part la démarche hydraulique et d'autre part la démarche mécanique. Dans la partie applicative de la thèse, nous avons mis en évidence les points suivants :

- la géostatistique apporte des méthodes intéressantes qui peuvent être mises en œuvre de façon efficace dans le cadre de l'étude de la variabilité spatiale des ouvrages hydrauliques ;
- la densité est le seul paramètre dont la variabilité spatiale peut être déterminée à partir d'une analyse géostatistique des mesures disponibles dans le cas des barrages en remblai : il s'agit du paramètre sur lequel on disposera le plus souvent de données en nombre suffisant et localisables sur le remblai ;
- malgré la volonté de valoriser la plupart des données disponibles sur le barrage en remblai considéré, la modélisation probabiliste de certains paramètres nécessite l'adoption d'hypothèses visant à pallier un certain manque de données (qui reste le principal verrou d'une démarche probabiliste) mais pouvant introduire d'autres incertitudes (notamment une erreur de modèle : cela concerne par exemple la prise en compte de l'anisotropie, la pondération réalisée dans la méthode prédictive de perméabilité et l'obtention des constantes dans la relation de Caquot ;
- les résultats obtenus après application de la démarche hydraulique sur notre cas d'étude montrent que les pressions calculées sont cohérentes avec celles mesurées sur le terrain par le suivi d'auscultation réalisé depuis la mise en eau de l'ouvrage ;
- pour le calcul du facteur de sécurité, la méthode de réduction des paramètres de cisaillement peut facilement s'intégrer dans un code éléments finis mais elle peut induire des problèmes de convergence causant la fermeture du code, ce qui n'est pas acceptable dans une approche probabiliste comme celle développée dans cette thèse : pour traiter cela, nous avons développé des critères d'arrêt permettant d'éviter la non convergence basés soit sur des méthodes d'interpolation, soit sur l'analyse du travail du second ordre, qui a montré son potentiel dans le cas de l'étude de la stabilité des pentes en indiquant l'occurrence de la rupture et en permettant de visualiser celle-ci ;

CONCLUSION

- l'application de la démarche probabiliste mécanique sur différentes configurations d'étude confrontant les méthodes à l'équilibre-limite et la méthode aux éléments finis d'une part, et la modélisation par variables ou par champs aléatoires d'autre part, a montré que la modélisation de l'état-limite de glissement par un modèle éléments finis permet une meilleure représentation de la variabilité spatiale des matériaux et du mécanisme de glissement, introduisant en contrepartie une erreur de modèle (par utilisation de relations empiriques) et une dispersion liée à la résolution numérique (critère d'arrêt dans le calcul du facteur de sécurité dans la modélisation EF).

VALORISATION

La valorisation de ce travail est présentée ici sous deux aspects :

- la proposition de recommandations relatives aux phases de conception et de construction des barrages en remblai, dans l'objectif de favoriser une démarche probabiliste d'évaluation fiabiliste de la sécurité par rapport au glissement ;
- le développement d'un modèle numérique développé avec le code éléments finis Cast3M et son couplage avec un modèle fiabiliste développé avec le logiciel OpenTURNS.

PROPOSITION DE RECOMMANDATIONS

Le développement de la démarche probabiliste proposée dans ce travail et son application sur notre barrage d'étude ont soulevé certains questionnements limitant l'évaluation de la fiabilité des barrages en remblai. Ces limites nous amènent ainsi à proposer certaines recommandations pour faciliter l'évaluation fiabiliste dans une approche d'ingénierie. Ces recommandations concernent essentiellement les essais et contrôles à réaliser durant les phases de conception et de construction des ouvrages en remblai.

Réaliser un nombre conséquent de mesures de contrôle de compactage au fur et à mesure de la construction du remblai

Le principe de la démarche proposée suppose qu'au moins une des caractéristiques du sol soit représentée par un échantillon de valeurs statistiquement représentatif, c'est-à-dire qu'un nombre conséquent de mesures (plusieurs centaines) de cette propriété doit être effectué. Comme il est impossible, car trop coûteux, de réaliser autant d'essais mécaniques, seules les mesures de contrôle de compactage (mesures de la densité sèche et de la teneur en eau) peuvent être obtenues en nombre suffisant. Les préconisations actuelles recommandent de réaliser au moins une mesure tous les 1000 m³ de remblai compacté (Degoutte, 2002) ce qui correspond à un espacement entre les mesures de 50 m (par 50 m) pour une épaisseur de couches de 40 cm.

Cette densité de contrôle paraît faible en vue d'obtenir suffisamment de données pour réaliser une analyse statistique correcte et nous proposons plutôt d'effectuer une mesure tous les 500 m³ de remblai.

Les mesures de contrôle de compactage sont généralement celles qui sont réalisées en plus grand nombre sur les barrages en remblai, mais il se peut cependant qu'une autre grandeur géotechnique soit mesurée en grand nombre, comme c'est le cas pour la granulométrie dans (Smith et Konrad, 2011). Dans ce cas, un nombre significatif de mesures doit également être effectué.

Repérer la position de chaque mesure de contrôle de compactage et de chaque essai in situ

La modélisation de la variabilité spatiale des propriétés du remblai par champs aléatoires nécessite la géolocalisation des mesures faites sur le remblai. Le barrage d'étude considéré dans ce travail a fait l'objet d'un traitement particulier avec un repérage précis des différentes mesures de contrôle de compactage à l'aide d'un dispositif de profils longitudinaux et transversaux, ce qui a permis de

CONCLUSION

démontrer la faisabilité de notre démarche. Cependant, la localisation des mesures n'est pas systématiquement réalisée sur tous les projets de barrage.

Il semble essentiel d'effectuer la géolocalisation des contrôles dans l'espace sur un schéma indiquant les positions et les distances entre les mesures à chaque couche ou bien par géolocalisation GPS, en vue d'alimenter une analyse géostatistique permettant la représentation de la variabilité spatiale.

Réaliser quelques essais triaxiaux sur des échantillons prélevés sur le remblai

Notre travail a mis en avant la difficulté de représenter la variabilité spatiale de certaines propriétés mécaniques des sols comme la cohésion effective, qui ne peut pas être reliée à la densité sèche.

La réalisation de quelques essais triaxiaux CD (une dizaine) sur des échantillons prélevés sur le remblai permettrait d'obtenir des valeurs de cohésion effective, d'angle de frottement effectif et également de modules d'Young qui pourraient être utilisées pour améliorer le traitement réalisé dans la démarche probabiliste proposée. Le repérage de ces essais permettrait de plus d'en réaliser une analyse géostatistique rapide permettant par exemple d'obtenir par krigeage des champs aléatoires représentant ces paramètres, notamment concernant la cohésion effective qui a un rôle essentiel sur la stabilité au glissement.

Réaliser quelques essais au bleu de méthylène sur des échantillons prélevés sur le remblai

Les essais au bleu de méthylène (VBS) ne font pas systématiquement partie des essais de laboratoire effectués sur les échantillons de sol prélevés sur des zones d'emprunt préalablement à la construction d'un barrage en remblai. Or, à défaut d'avoir plus d'essais de perméabilité, disposer de quelques valeurs de ces essais – et donc de mesures de la surface spécifique – permettrait d'améliorer la démarche probabiliste de modélisation des pressions interstitielles suivant la méthode de prédiction de la perméabilité choisie. Par ailleurs, ce sont des essais faciles à mettre en place et peu coûteux.

Effectuer des profils pénétrométriques sur toute la hauteur du remblai

Les essais in situ (scissométriques, pressiométriques, pénétrométriques, etc.) sont rarement effectués lors de la construction d'un ouvrage en remblai. Cependant, ces essais permettraient d'établir plus facilement des relations entre les propriétés qu'ils mesurent et les propriétés mécaniques du remblai qui nous intéressent à partir des corrélations listées dans la littérature (Monnet, 2016).

En particulier, la réalisation de profils pénétrométriques sur la totalité de la hauteur du barrage serait intéressante car de nombreuses études ont montré des corrélations entre la résistance de pointe et les propriétés de résistance au cisaillement. Ce type de profil déduit par corrélation a de plus déjà été effectué sur des barrages en remblai (Bacconnet, 1991).

De plus, la réalisation de profils pénétrométriques permettrait de vérifier l'hypothèse, qui est implicitement faite dans ce travail, que la densité n'a pas varié depuis la construction.

Il est à souligner également le développement significatif de pénétromètres légers pour le contrôle de compactage de remblais qui pourraient être utilisés dans le cadre des barrages en remblai.

Ce type d'essais serait cependant à réaliser avec des précautions particulières, en évitant par exemple les zones sensibles (proximité des instruments d'auscultation, matériaux particuliers du noyau etc.).

MODELE NUMERIQUE DEVELOPPE

La seconde valorisation de notre travail correspond au développement d'un modèle hydro-mécanique de barrages en remblai avec le code éléments finis Cast3M qui n'est pas initialement développé pour des applications géotechniques. Ce modèle permet notamment :

- l'intégration d'une géométrie de barrage quelconque ;
- le calcul des pressions interstitielles en régime transitoire et en condition non saturée ;
- la prise en compte de l'apport de cohésion capillaire dû à la succion ;
- la modification de la densité des matériaux en fonction de la saturation ;
- la modélisation des propriétés des matériaux par champs aléatoires ;
- le calcul des champs de contraintes, déformations, déplacements, etc. en condition normale d'exploitation ;
- le calcul du facteur de sécurité par une procédure intégrée au programme ;
- la visualisation du cercle de glissement par tracé du travail du second ordre local normé ;
- le couplage avec un logiciel externe.

Le modèle éléments finis comporte ainsi deux volets : un volet hydraulique et un volet mécanique pouvant être considérés globalement ou indépendamment.

Le modèle développé présente deux avantages considérables par rapport à l'utilisation de codes éléments finis commerciaux : (i) il permet l'intégration de champs aléatoires permettant la modélisation de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux au sein du remblai ; (ii) il peut être couplé avec un code externe de fiabilité, comme par exemple le logiciel OpenTURNS.

Le modèle fiabiliste développé avec OpenTURNS permet :

- la caractérisation probabiliste des variables aléatoires ensuite transmises au modèle éléments finis Cast3M comme paramètres d'entrée ;
- la proposition de méthodes fiabilistes à privilégier dans la démarche probabiliste (Monte-Carlo, FORM, SORM, création d'une surface de réponse, analyse de sensibilité, etc.) ;
- la réalisation de la communication avec le modèle éléments finis.

Le modèle numérique développé – modèle éléments finis Cast3M et modèle fiabiliste OpenTURNS – vise à être mis à la disposition de la communauté d'ingénieurs et de chercheurs souhaitant l'utiliser (et/ou les améliorer), notamment dans les réseaux de la profession des barrages (CFBR, ICOLD) et de la communauté numérique des utilisateurs de Cast3M et OpenTURNS.

Le choix de ces deux logiciels (de type boîte à outils) fait qu'ils peuvent facilement être adaptés soit à d'autres configurations de barrage (géométrie, loi de comportement...) soit à d'autres outils d'analyse probabiliste, sans nécessiter de développements nouveaux.

PERSPECTIVES

Des perspectives de recherche sont apparues au cours de ce travail de thèse concernant certains points de notre démarche qui peuvent être approfondis et d'autres qui peuvent en être déduits.

Perspectives relatives à la démarche probabiliste proposée

1. La démarche probabiliste proposée pour évaluer la fiabilité des barrages en remblai a pu être appliquée à un cas d'étude de barrage réel choisi dans ce travail pour la quantité d'informations disponible. Comme la diversité des barrages en remblai est liée à celle des sites où ils sont construits, il serait intéressant d'appliquer la démarche à d'autres ouvrages en remblai, pour lesquels les jeux de données seraient différents autant en quantité qu'en nature des essais effectués, afin d'en évaluer les bénéfices et les limites.

De plus, le barrage considéré est très sûr au glissement ($F_s > 1$ avec les valeurs pessimistes) limitant l'intérêt d'une analyse de fiabilité sophistiquée. L'application à un autre ouvrage pourrait nécessiter la détermination de la probabilité de défaillance par des méthodes plus complexes que par le calcul d'un indice de fiabilité, telles que de la détermination d'une surface de réponse.

2. Nous avons privilégié dans notre démarche la valorisation des données disponibles, ce qui nous a conduits à utiliser des relations pour obtenir les paramètres d'intérêt. La prise en compte des erreurs sur les mesures et des incertitudes relatives aux relations de transformation nécessite des développements comme ceux décrits dans (Phoon et Kulhawy, 1999a; Phoon et Kulhawy, 1999b). L'intégration dans notre modèle de ces incertitudes sur les mesures et la transformation constitue certainement une perspective importante.

3. Nous nous sommes, dans notre thèse, focalisés sur la situation normale d'exploitation, considérant le niveau d'eau constant dans la retenue, alors que la démarche proposée peut tout à fait s'étendre à d'autres situations (vidange rapide, passage d'une crue, séisme, etc.) dans la mesure où les paramètres à déterminer de façon probabiliste sont adaptés à la situation considérée. Par exemple, en ce qui concerne la situation de crue, le travail mené par (Carvajal, 2009) sur la modélisation stochastique de la cote de retenue peut être intégré dans notre démarche probabiliste.

4. La variabilité spatiale des propriétés des sols, et notamment celle de densité sèche, a été modélisée par des champs aléatoires gaussiens stationnaires, c'est-à-dire considérant que la moyenne et l'écart-type sont constants sur toute la zone de l'ouvrage sur laquelle le champ est simulé. Cela constitue cependant une hypothèse a priori raisonnable pour des ouvrages faisant l'objet d'un contrôle régulier mais qui ne tient pas compte de la consolidation des couches inférieures de l'ouvrage par l'ajout des couches supérieures. Un découpage de l'ouvrage en couches homogènes d'un point de vue statistique ou l'utilisation de champs aléatoires non gaussiens et non stationnaires peuvent être envisagés pour représenter plus finement la variabilité spatiale des propriétés au sein du remblai si cela était jugé nécessaire.

Ayant de plus un bon nombre de mesures de contrôle de compactage, l'utilisation de champs aléatoires conditionnels, obtenus par krigeage, peut raisonnablement être envisagée dans notre démarche afin d'être encore plus représentatif des données réellement disponibles.

5. Dans notre travail, nous avons utilisé les mesures d'auscultation dans un but de validation uniquement. Une perspective de valorisation de ces données serait de les utiliser dans une

CONCLUSION

approche par calcul inverse (Castelier, 1995a; Castelier 1995b) permettant d'obtenir une représentation spatiale de la perméabilité, complétant ainsi celle obtenue par notre démarche.

6. La modélisation probabiliste des pressions interstitielles est, dans notre cas, réalisée pour étudier l'état-limite de glissement. Elle peut être également utilisée pour déterminer des gradients hydrauliques intervenant dans d'autres états-limites comme notamment celui lié à l'érosion interne.
7. La démarche développée peut être étendue à la prise en compte des états-limites de service par une modélisation de la sûreté de fonctionnement des barrages en remblai vis-à-vis de différents scénarios menant à la rupture par glissement. Les méthodes d'analyse de risques (Analyse Fonctionnelle, Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets, Arbres d'Événements, etc.) peuvent être couplées à la démarche probabiliste afin de prendre en compte la défaillance de certains organes de l'ouvrage (système de drainage, filtres, rupture de vannes, etc.) d'après les travaux menés par (Peyras, 2003).

Perspectives relatives au modèle EF développé avec Cast3M

1. A court terme, la première perspective concernant le modèle de barrages en remblai développé avec le code Cast3M concerne l'amélioration des aspects numériques du calcul de facteur de sécurité lors de la réduction des paramètres. Le travail amorcé dans la thèse est à poursuivre afin d'obtenir un facteur de sécurité avec un critère d'arrêt plus robuste, permettant de s'affranchir du problème lié au risque de divergence du code.
2. Le modèle EF a été développé en 2D alors que le phénomène de glissement est physiquement tridimensionnel. La modélisation 3D du mécanisme de glissement constitue une perspective qui permettrait en particulier d'intégrer une représentation tridimensionnelle de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux (avec notamment une longueur d'autocorrélation selon une direction transversale et une direction longitudinale). De plus, le modèle 2D développé peut être facilement adapté à la 3D en fournissant un effort sur la modélisation de la géométrie de l'ouvrage.
3. Le principal inconvénient de la démarche proposée concerne le coût nécessaire en termes de temps de calcul qui est conséquent dès lors que l'on s'appuie sur des simulations de Monte-Carlo. L'utilisation d'outils de calculs performants comme des clusters de calcul (permettant d'effectuer en parallèle des dizaines voire des centaines de calculs) est à envisager afin d'optimiser la plus-value apportée par la démarche. Il est également possible de construire un méta-modèle, permettant des coûts de calculs plus raisonnables, notamment lors de simulations de Monte-Carlo.
4. Le modèle développé est également à enrichir afin de permettre la prise en compte d'autres situations de projet et l'intégration de la modélisation probabiliste de la cote de plan d'eau. En termes d'exploitation des résultats, diverses améliorations peuvent de plus être apportées concernant la visualisation de la surface de glissement et l'extraction des coordonnées de la ligne de rupture (Griffiths et Kidger, 1995).
5. Le modèle fiabiliste développé avec OpenTURNS peut également être amélioré en y intégrant : (i) la simulation de champs aléatoires complexes dans le cas où il serait judicieux de prendre en compte des champs conditionnels, non stationnaires ou non gaussiens ; (ii) une analyse de sensibilité du facteur de sécurité vis-à-vis des paramètres d'entrée utilisant par exemple la

CONCLUSION

méthode de Morris ou les indices de Sobol (l'utilisation d'un méta-modèle devenant dans ce cas quasiment obligatoire).

6. A moyen terme, une perspective prometteuse est la prise en compte des actions sismiques dans le modèle aux éléments finis. Le code Cast3M possède en effet des outils permettant de résoudre des problèmes dynamiques qui pourraient être mis en œuvre dans ce cadre. La démarche proposée pourrait ainsi être entièrement adaptée pour l'évaluation probabiliste de la stabilité au glissement sous sollicitation sismique.
7. Finalement, le modèle mécanique EF et le modèle fiabiliste ont été construits avec les codes Cast3M et OpenTURNS utilisant des lignes de commande et relevant plutôt du domaine de la recherche. Le développement d'un outil informatique simple d'utilisation dans un cadre opérationnel et dédié à l'ingénieur peut être entrepris à long terme.

BIBLIOGRAPHIE

- Abbo, A.J., et Sloan, S.W. (1995). "A smooth hyperbolic approximation to the Mohr-Coulomb yield criterion". *Computers et Structures*, 54(3), pp.427-441.
- Alonso, E.; Bernede, T.; Morlier, P. (1993). "Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres". *Revue française de géotechnique* (63).
- Arbaoui, H. (2003). "Mesure de la déformabilité des sols en place avec un pénétromètre", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand II.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M.; Bussièrre, B.; Chapuis, R.P. (2003). "A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties". *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), pp.1104-1122.
- Auvinet, G. et Gonzalez, J. (2000). "Three-dimensional reliability analysis of earth slopes." *Computers and Geotechnics*, 26(3), pp.247-261.
- Bacconnet, C. (1991). "Géostatistique et géotechnique - Application à la reconnaissance des sols", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand II.
- Barthélémy, F.; Martin, X.; Nicolazo, J.-L. (2004). "La réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues." Conseil Général des Mines et Inspection Général de l'Environnement. Paris.
- Benz-Navarrete, M.-A. (2009). "Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand II.
- Bergado, D.T. et Anderson, L.R. (1985). "Stochastic analysis of pore pressure uncertainty for the probabilistic assessment of the safety of earth slopes." *Soils and Foundations*, 25(2), pp.87-105.
- Biarez, J. et Favre, J.L. (1975). "Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics". In *Proc. 2nd int. conf. on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Aachen, Germany, Vol.2, pp.249-264.
- Bolton, M.D. (1986). "The strength and dilatancy of sand." *Géotechnique*, Vol. 36, pp.65-77.
- Boutonnier, L.; Hajouai, F.; Bacar Fadhuli, N.; Gandille, D. (2013). "LGV EST lot 41: tassements calculés puis mesurés sous remblais". *Proc. 18th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, pp.1233-1236.
- CACG (2013). "Barrage de la Vourraie - Etude de dangers", Compagnie d'Aménagement des Coteaux de Gascogne.
- CACG (2015). "Rapport d'auscultation et de surveillance - Visite Technique Approfondie - Année 2014 - Barrage de la Vourraie", Compagnie d'Aménagement des Coteaux de Gascogne.
- Cala, M. ; Flisiak, J.; Tajdus, A. (2004). "Slope stability analysis with modified shear strength reduction technique". In *Proceedings of the Ninth International Symposium on Landslides: Evaluation and Stabilization*, Rio de Janeiro, Brazil.
- Carvajal, C. (2009). "Evaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages-poids", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand II.
- Casagrande, A. (1940). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills." *Contributions to soils mechanics*, pp.1925-1940.
- Castelier, E. (1995a). "Estimation d'un champ de perméabilité à partir de mesures de charge hydraulique", Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris.
- Castelier, E. (1995b). "Méthode de résolution d'un problème inverse". *Cahiers de Géostatistiques*, 185, 225.
- CEA (2015). "Description of the finite element code Cast3M." from <http://www-cast3m.cea.fr>.
- CFBR (2013). "Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages". 166p.
- CFBR (2015). "Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai". 132p.

BIBLIOGRAPHIE

- Chaigneau, L. (2001). "Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre." Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand II.
- Chandler, R.J. (1988). "The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies", ASTM International.
- Chapuis, R.P. (2012). "Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(3), pp.401-434.
- Chapuis, R.P. et Aubertin, M. (2003). "On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), pp.616-628.
- Chapuis, R.P. et Légaré, P.-P. (1992). "A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures." In *Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance*. ASTM STP, 1147, pp.177-186.
- Chateauneuf, A. (2010). "Comprendre les éléments finis: principes, formulations et exercices corrigés". Editions Ellipses.
- Chen, J. et Juang, C. (1996). "Determination of drained friction angle of sands from CPT." *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(5), pp.374-381.
- Cheng, Y.M.; Lansivaara, T.; Wei, W.B. (2007). "Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods." *Computers and Geotechnics*, 34(3), pp.137-150.
- Chiu, C.F.; Yan, W.M.; Yuen, K.V. (2012). "Estimation of water retention curve of granular soils from particle-size distribution - a Bayesian probabilistic approach." *Canadian Geotechnical Journal*, 49(9), pp.1024-1035.
- Cho, S.E. (2007). "Effects of spatial variability of soil properties on slope stability." *Engineering geology*, 92 (3), pp.97-109.
- Cho, S.E. (2010). "Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatial variability of soil properties." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7), pp.975-984.
- Cho, S.E. (2012). "Probabilistic analysis of seepage that considers the spatial variability of permeability for an embankment on soil foundation." *Engineering Geology*, 133, pp.30-39.
- Chowdhury, R. et Xu, D. (1995). "Geotechnical system reliability of slopes." *Reliability Engineering and System Safety*, 47(3), pp.141-151.
- Christian, J.T.; Ladd, C.C.; Baecher, G.B. (1994). "Reliability applied to slope stability analysis." *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12), pp.2180-2207.
- Collas, J. et Havard, M. (1982). "Guide de géotechnique : lexique et essais". Editions Eyrolles.
- Coquillay, S. (2005). "Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques". Thèse de doctorat, Ecole des Ponts ParisTech.
- Coste, P. ; Deluzarche, R.; Boutonnier, L.; Hansen, N.; Chardard, P. (2014). "Tassements et temps de consolidation mesurés et calculés sur projets LGV." *Journ. Nat. de Géot. et de Géol. Ing.*(JNGG), Beauvais.
- Daoud, F.Z. (1996). "La perméabilité des sols fins compactés", Thèse de doctorat, Laboratoire de Géomécanique, ENSG, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- Darve, F.; Servant, G.; Laouafa, F.; Khoa, H.D.V. (2004). "Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 193(27), pp.3057-3085.
- Degoutte, G. (2002). "Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi". Cemagref Editions.
- Diederichs, M.S; Lato, M.; Hammah, R.; Quinn, P. (2007). "Shear strength reduction (SSR) approach for slope stability analyses". In *Proceedings of the 1st Canada-US rock mechanics symposium*, Vancouver, Canada (eds E. Eberhardt, D. Stead and T. Morrison), pp.319-327.
- Dolinar, B. (2009). "Predicting the hydraulic conductivity of saturated clays using plasticity-value correlations." *Applied Clay Science*, 45(1-2), pp.90-94.

BIBLIOGRAPHIE

- Dolzhenko, N. (2002). "Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel: développement d'une loi de comportement spécifique". Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- Duncan, J.M. (1996). "State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes." *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), pp.577-596.
- Durand, J.-M.; Royet, P.; Mériaux, P. (1999). "Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale". Editions Quae.
- Dutfoy, A. ; Dutka-Malen, I. ; Pasanisi, A. ; Lebrun, R.; Mangeant, F. ; Gupta, J.S. ; Pendola M.; Yalamas, T. (2009). "OpenTURNS, an Open Source initiative to Treat Uncertainties, Risks' N Statistics in a structured industrial approach". *41èmes Journées de Statistique*, SFdS, Bordeaux.
- Dysli, M. et Steiner, W. (2011). "Correlations in soil mechanics", PPUR Presses polytechniques.
- Emery, X. (2001). "Géostatistique linéaire." École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Centre de Géostatistique.
- Farah, K.; Ltifi, M.; Hassis, H. (2011). "Reliability analysis of slope stability using stochastic finite element method." *Procedia Engineering*, 10, pp.1402-1407.
- Favre J.-L. et Bekkouche, A. (1990). "Analyse de la fiabilité des barrages en terre." *Revue française de géotechnique*, 53, pp.44-54.
- Favre J.-L., et Bekkouche, A. (1988). "Analyses statistiques et modèles probabilistes pour les barrages en terre - Etat actuel et perspectives". Colloque technique 1998, Comité Français des Grands Barrages. Paris.
- Favre, J.-L. (1980). "Milieu continu et milieu discontinu : mesure statistique indirecte des paramètres rhéologiques et approche probabiliste de la sécurité". Thèse de doctorat, Université Paris VI.
- Favre, J.-L. (2004). "Sécurité des ouvrages, risques : modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques". Editions Ellipses.
- Favre, J.-L.; Biarez, J.; Mekkaoui, S. (2002). "Modèles de comportement en grandes déformations des sables et argiles remaniées à l'œdomètre et au triaxial." *PARAM*, Paris, pp.369-384.
- Fell, R., Hungr, O., Leroueil, S.; Riemer, W. (2000). "Keynote lecture-geotechnical engineering of the stability of natural slopes, and cuts and fills in soil". In *ISRM International Symposium*, International Society for Rock Mechanics.
- Fenton, G.A. et Griffiths, D.V. (1996). "Statistics of free surface flow through stochastic earth dam." *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(6), pp.427-436.
- Fenton, G.A. et Griffiths, D.V. (1997). "Extreme hydraulic gradient statistics in stochastic earth dam." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(11), pp.995-1000.
- Fleureau, J.M.; Verbrugge, J.C.; Huergo, P.J.; Correia, A.G.; Kheirbek-Saoud, S. (2002). "Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths." *Canadian Geotechnical Journal*, 39(6), pp.1341-1357.
- Fooladmand, H.R. (2011). "Estimating soil specific surface area using the summation of the number of spherical particles and geometric mean particle-size diameter." *African Journal of Agricultural Research*, 6(7), pp.1758-1762.
- Foster, M.; Fell, R.; Spannagle, Matt (2000). "The statistics of embankment dam failures and accidents." *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), pp.1000-1024.
- Fredlund, M.D., Wilson, G.W.; Fredlund, D.G. (2002). "Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve." *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), pp.1103-1117.
- Fredlund, M.D., Fredlund, D.G.; Wilson, G.W. (2000). "An equation to represent grain-size distribution." *Canadian Geotechnical Journal*, 37(4), pp.817-827.
- Fu, W. et Liao, Y. (2010). "Non-linear shear strength reduction technique in slope stability calculation." *Computers and Geotechnics*, 37(3), pp.288-298.
- Gaouar, M. (1997). "Approche fiabiliste de la stabilité des barrages en terre par simulation de champs aléatoires". Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont II.
- Gaouar, M. (1993). "Simulation des champs par géostatistique". Mémoire de DEA, Université Blaise Pascal, Clermont II, 106p.

BIBLIOGRAPHIE

- Gaouar, M.; Deplagne, F.; Bacconnet C. (1995). "Multidimensional simulations of physical or mechanical parameters inside materials". *ICASP*, Paris – France, pp.1245-1251.
- Gaouar, M.; Fogli, M.; Bacconnet, C. (2000). "Reliability of earth dams: an approach based on random fields models". *ICASP*, Sydney – Australia; pp.355-361.
- Gaouar, M.; Fogli, M.; Bacconnet, C. (1999). "Reliability approach for dam stability using random fields simulation". *Computational Stochastic Mechanics*, Santorini – Greece, pp.585-594.
- Geovariances (2016). "Isatis, All-in-one Software for Geostatistics." from <http://www.geovariances.com/en/isatis-all-in-one-software-for-geostatistics-ru324>.
- Goncalvès, E.; Corre C.; Marin P. (2010). "Méthodes numériques". Cours de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Eau, l'Energie et l'Environnement (ENSE³), Grenoble Institut Polytechnique.
- Gress, J.C. et Autret, A. (2002). "Correlations between standard proctor parameters, californian bearing ratio and blue methylen value - Corrélations des paramètres du proctor normal et de l'indice portant immédiat avec l'essai au bleu de méthylène." *PARAM*, Paris, pp.474-482
- Griffiths, D.V. et Kidger, D. (1995). "Enhanced visualization of failure mechanisms by finite elements." *Computers and Structures*, 55(2), pp.265-268.
- Griffiths, D.V. et Fenton, G.A. (1997). "Three-dimensional seepage through spatially random soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(2), pp.153-160.
- Griffiths, D.V. et Fenton, G.A. (1998). "Probabilistic analysis of exit gradients due to steady seepage." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), pp.789-797.
- Griffiths, D.V. et Lane, P. (1999). "Slope stability analysis by finite elements." *Géotechnique*, 49(3), pp.387-403.
- Griffiths, D.V. (2000). "Stability analysis of highly variable soils by elasto-plastic finite elements". Geomechanics Research Center, Colorado School of Mines.
- Griffiths, D.V. (2001). "Stability analysis of highly variable soils by elasto-plastic finite elements". *Advanced Numerical Applications and Plasticity in Geomechanics*, Springer, pp.159-229.
- Griffiths, D.V. et Fenton, G.A. (2004). "Probabilistic slope stability analysis by finite elements." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (5), pp.507-518.
- Griffiths, D.V. et Marquez, R.M. (2007). "Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements". *Géotechnique*, 6, pp.537-546.
- Griffiths, D.V.; Huang, J.; Fenton, G.A. (2009). "Influence of spatial variability on slope reliability using 2-D random fields." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(10), pp.1367-1378.
- Gui, S.; Zhang, R.; Turner, J.P.; Xue, X. (2000). "Probabilistic slope stability analysis with stochastic soil hydraulic conductivity." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(1), pp.1-9.
- Gupta, S. et Larson, W. (1979). "Estimating soil water retention characteristics from particle size distribution, organic matter percent, and bulk density." *Water Resources Research*, 15(6), pp.1633-1635.
- Hassan, A.M. (1998). "A practical approach to combined probabilistic analysis of slope stability and seepage problems". Thèse de doctorat, Michigan State University, East Lansing, MI, USA
- Hill, R. (1958). "A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids." *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 6(3), pp.236-249.
- Hnang, T.-K. (1996). "Stability analysis of an earth dam under steady state seepage." *Computers and structures*, 58(6), pp.1075-1082.
- Huang, M. et Jia, C.-Q. (2009). "Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage." *Computers and Geotechnics*, 36(1-2), pp.93-101.
- Hungr, O. (1987). "An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions". *Géotechnique*, 37(1), pp.113-117.
- ICOLD (1995). "Dam Failures - Statistical Analysis - Bulletin 99".

BIBLIOGRAPHIE

- ICOLD (1999). "Lessons from dam incidents. Leçons tirées des accidents de barrages." Paris, ICOLD: 1131.
- ICOLD (2016). "International Commission Of Large Dams - Register of Dams - General Synthesis." from http://www.icold-cigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp.
- Jamiolkowski, M. (1985). "New development in field and laboratory testing of soils". In *Proc. 11th ICSMFE*, Vol. 1, pp.57-153.
- Jiang, S.-H.; Li, D.Q.; Zhang, L.M.; Zhou, C.B (2014). "Slope reliability analysis considering spatially variable shear strength parameters using a non-intrusive stochastic finite element method." *Engineering Geology*, 168, pp.120-128.
- Jones, A.L.; Kramer, S.L.; Arduino, P. (2002). "Estimation of uncertainty in geotechnical properties for performance-based earthquake engineering", Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- Kert, C. (2008). "Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques." Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques. Paris.
- Khoa, H. (2005). "Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation". Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble.
- Konrad, J.-M. et Gabezas, F.A.V. (2008). "Caractérisation des particules fines d'un matériau granulaire de fondation par l'essai au bleu de méthylène", GCT-2008-01. Québec, Université Laval.
- Kulhawy, F.H. et Mayne, P.W. (1990). "Manual on estimating soil properties for foundation design", Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.
- Lafifi, B.; Darve, F.; Nouaouria, S.; Guenfoud, M. (2011). "Utilisation du critère de stabilité de Hill en milieu non saturé pour la modélisation des glissements de terrain de la région de Constantine." *19^{ème} Congrès Français de Mécanique*, Marseille, pp.1-7.
- Laouafa, F.; Prunier, F.; Daouadji, A.; Gali, H.A.; Darve, F. (2011). "Stability in geomechanics, experimental and numerical analyses." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(2), pp.112-139.
- Lee, Y.-L. (1994). "Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel." Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Lemaire, M., Chateauneuf, A.; Mitteau, J.C. (2005). "Fiabilité des structures: Couplage mécano-fiabiliste statique ". Hermès Science Publications.
- Leroueil, S.; Le Bihan, J.P.; Sebaihi, S.; Alicescu, V. (2002). "Hydraulic conductivity of compacted tills from northern Quebec." *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), pp.1039-1049.
- Leroueil, S.; Tavenas, F.; Le Bihan, J.P. (1983). "Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada." *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), pp.681-705.
- Liang, R.; Nusier, B.O.; Malkawi, A.H. (1999). "A reliability based approach for evaluating the slope stability of embankment dams." *Engineering Geology*, 54(3), pp.271-285.
- Llanca-Vargas, D. (2014). "Caractérisation de tunnels anciens en maçonnerie par des techniques d'auscultation non conventionnelles. Application au réseau RATP". Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand II.
- Locat, J. et Demers, D. (1988). "Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays." *Canadian Geotechnical Journal*, 25(4), pp.799-806.
- Low, B. K.; Gilbert, R.B.; Wright, S.G. (1998). "Slope reliability analysis using generalized method of slices." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(4), pp.350-362.
- MA (1989). Techniques des barrages en aménagement rural, Ministère de l'Agriculture - Direction de l'Aménagement.
- Maeda, K. et Miura, K. (1999). "Relative density dependency of mechanical properties of sands." *Soils and Foundations*, 39(1), pp.69-79.
- Magnan, J. P.; Abdul Baki, A.; Pouget, P. (1994). "Analyse probabiliste de la stabilité de deux remblais édifiés sur versant instable." *Revue française de géotechnique*, (69), pp.3-10.

BIBLIOGRAPHIE

- Marshall, T. (1958). "A relation between permeability and size distribution of pores." *Journal of Soil Science*, 9(1), pp.1-8.
- Mary, B. (2015). Développement de l'imagerie des systèmes racinaires dans les ouvrages hydrauliques en remblai par tomographie électrique et acoustique, Thèse de doctorat, Université d'Aix-Marseille, 243p.
- Masekanya, J.P. (2008). "Stabilité des pentes et saturation partielle - Etude expérimentale et modélisation numérique." Thèse de doctorat, Université de Liège.
- Matsui, T.; San, K.C. (1992). "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique." *Soils and Foundations*, 32(1), pp.59-70.
- Mbonimpa, M.; Aubertin, M.; Chapuis, R.P.; Bussière, B. (2002). "Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity." *Geotechnical and Geological Engineering*, 20(3), pp.235-259.
- MEDAD (2007). Décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement. Journal Officiel de la République Française.
- MEDDE (2015). Décret n°2015-526 du 12 mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques. Ministère de l'Ecologie. Journal Officiel de la République Française.
- Mellah, R.; Auvinet, G.; Masroui, F. (2000). "Stochastic finite element method applied to non-linear analysis of embankments." *Probabilistic Engineering Mechanics*, 15(3), pp.251-259.
- Mesri, G. (1989). "A reevaluation of using laboratory shear tests." *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), pp.162-164.
- Mestat, P. (1993). "Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis." Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées-série géotechnique (GT 52).
- Mitchell, J. K. et Soga, K. (1976). "Fundamentals of soil behavior". Wiley Editions.
- Monnet, J. (2012). "Elasto-plastic analysis of the pressuremeter test in granular soil—part I: theory." *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(6), pp.699-714.
- Monnet, J. (2016). "Les essais in situ en géotechnique". ISTE Editions.
- Nakamura, A.; Cai, F.; Ugai, K. (2008). "Embankment basal stability analysis using shear strength reduction finite element method". In *Proc of 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes*, Xi'an, China.
- Nicot, F.; Daouadji, A.; Laouafa, F.; Darve, F. (2011). "Second-order work, kinetic energy and diffuse failure in granular materials." *Granular Matter*, 13(1), pp.19-28.
- Nicot, F. et Darve, F. (2015). "Describing failure in geomaterials using second-order work approach." *Water Science and Engineering*, 8(2), pp.89-95.
- Oka, Y. et Wu, T.H (1990). "System reliability of slope stability." *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(8), pp.1185-1189.
- Papaioannou, I. et Straub, D. (2012). "Reliability updating in geotechnical engineering including spatial variability of soil." *Computers and Geotechnics*, 42, pp.44-51.
- Peyras, L. (2003). "Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, développement de méthodes d'aide à l'expertise". Thèse de doctorat. Université Blaise Pascal, Clermont II.
- Peyras, L.; Royet, P.; Boissier, D.; Vergne, A. (2004). "Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages-Développement de méthodes d'aide à l'expertise." *Ingénieries-EAT*, (38), pp.3-12.
- Peyras, L.; Boissier, D.; Carvajal, C. (2010). "Analyse de risques et fiabilité des barrages: application aux barrages-poids en béton". Éditions Universitaires Européennes.
- Phoon, K.-K. et Kulhawy, F.H. (1999a). "Characterization of geotechnical variability." *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), pp.612-624.

BIBLIOGRAPHIE

- Phoon, K.-K. et Kulhawy, F.H. (1999b). "Evaluation of geotechnical property variability." *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), pp.625-639.
- Pilot, G., Amar, S.; Le Roux, A. (1970). "Relations entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols argileux français." *Bull. de Liaison des Laboratoires Routiers, Ponts et chaussées*, 43.
- Popovic, M. et Sarac, D. (1980). "Some properties of compacted clay materials used in earth dams and embankments". In *Int. Conf. on compaction*, pp.22-24.
- Prunier, F.; Laouafa, F.; Lignon, S.; Darve, F. (2009). "Bifurcation modeling in geomaterials: From the second-order work criterion to spectral analyses." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(9), pp.1169-1202.
- Prunier, F.; Chomette, B.; Brun, M.; Darve, F. (2014). "Dimensionnement de problèmes géomécaniques quasistatiques grâce à un critère de stabilité matériel sous Cast3M". Club Castem 2014, INSA Lyon/LGCIE.
- Richards, L.A. (1931). "Capillary conduction of liquids through porous mediums." *Journal of Applied Physics*, 1(5), pp.318-333.
- Robertson, P.K. et Campanella, R. (1983). "Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand." *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), pp.718-733.
- Roux, J. et Chevoir, F. (2005). "Comportement mécanique des matériaux granulaires et simulations numériques discrètes." *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 254, pp.109-138.
- Rowe, P.W. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". *Proceedings of the royal society of London a: mathematical, physical and engineering sciences, The Royal Society*, pp.500-527
- Savatier, V. (1999). "Perméabilité estimée par la granulométrie proposition d'une méthode et test de son efficacité." *Revue française de géotechnique* (87), pp.63-69.
- Saxena, K.R. et Sharma, V. (2004). "Dams: Incidents and accidents", CRC Press.
- Scholes, O.N.; Clayton, S.A.; Hoadley, A.F.A.; Tiu, C. (2007). "Permeability anisotropy due to consolidation of compressible porous media." *Transport in Porous Media*, 68(3), pp.365-387.
- SEEP/W (2014). "Seepage Modeling with SEEP/W - An Engineering Methodology", GEO-SLOPE International Ltd.
- Sivakumar Babu, G. et Murthy, D. (2005). "Reliability analysis of unsaturated soil slopes." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(11), pp.1423-1428.
- Sivakumar Babu, G. et Srivastava, A. (2010). "Reliability analysis of earth dams." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7), pp.995-998.
- Skempton, A. (1957). "The planning and design of the new Hong Kong airport. Discussion." *Proc. Inst. Civil Eng.*, 7, pp.305-307.
- SLOPE/W (2014). "Stability Modeling with Slope/W - An Engineering Methodology", GEO-SLOPE International Ltd.
- Smith, M. et Konrad, J.-M. (2011). "Assessing hydraulic conductivities of a compacted dam core using geostatistical analysis of construction control data." *Canadian Geotechnical Journal*, 48(9), pp.1314-1327.
- Sow, D. (2015). "Variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses de barrages". Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand II.
- Srivastava, A.; Babu, G.S.; Haldar, S. (2010). "Influence of spatial variability of permeability property on steady state seepage flow and slope stability analysis." *Engineering Geology*, 110(3-4), pp.93-101.
- Stas, C.V. et Kulhawy, F.H. (1984). "Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading", Electric Power Research Institute.
- Suchomel, R. et Maši, D. (2010). "Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable $c-\phi$ soil." *Computers and Geotechnics*, 37(1), pp.132-140.
- Sudret, B. et Der Kiureghian, A. (2000). "Stochastic finite element methods and reliability: a state-of-the-art report". Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Berkeley, CA.

BIBLIOGRAPHIE

- Sudret, B. et Der Kiureghian, A. (2002). "Comparison of finite element reliability methods." *Probabilistic Engineering Mechanics*, 17(4), pp.337-348.
- Termaat, R.J. et Vermeer, P.A. (1985). "Failure by Large Plastic Deformation." In *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, 4, pp.2045-2048.
- Terzaghi, K. et Peck, R. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice." John Wiley et Sons.
- USACE (2003). "Engineering and Design - Slope Stability", EM 1110-2-1902.
- Van Genuchten, M.T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils." *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), pp.892-898.
- Vanmarcke, E.H. (1983). "Random Fields: Analysis and Synthesis", MIT Press, Cambridge, MA.
- Vanmarcke, E.H. (1977a). "Probabilistic modeling of soil profiles." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(11), pp.1227-1246.
- Vanmarcke, E.H. (1977b). "Reliability of earth slopes." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 103(11), pp.1247-1265.
- Vanmarcke, E.H. (1994). "Stochastic finite elements and experimental measurements." *Probabilistic Engineering Mechanics*, 9(1-2), pp.103-114.
- Vanmarcke, E.H., Shinozuka, M.; Nakagiri, S.; Schueller, G.I.; Grigoriu, M. (1986). "Random fields and stochastic finite elements." *Structural Safety*, 3(3-4), pp.143-166.
- Vardanega, P. et Haigh, S. (2014). "The undrained strength–liquidity index relationship." *Canadian Geotechnical Journal*, 51(9), pp.1073-1086.
- Villavicencio, A.G.; Breul, P.; Bacconnet, C.; Boissier, D.; Espinace, A.R. (2011). "Estimation of the variability of tailings dams properties in order to perform probabilistic assessment." *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(6), pp.1073-1084.
- Wang, Y.; Cao, Z.; Au, S.K. (2010). "Efficient Monte Carlo simulation of parameter sensitivity in probabilistic slope stability analysis." *Computers and Geotechnics*, 37(7), pp.1015-1022.
- Watabe, Y.; Leroueil, S.; Le Bihan, J.P. (2000). "Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till." *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), pp.1184-1194.
- Wei, W.B.; Cheng, Y.M.; Li, L. (2009). "Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods". *Computers and geotechnics*, 36(1), pp. 70-80.
- Wood, D.M. (1984). "Index properties and critical state soil mechanics", Cambridge University Engineering Department.
- Wood, D.M. (1990). "Soil behaviour and critical state soil mechanics". Cambridge University Press.
- Wroth, C. (1984). "The interpretation of in situ soil tests." *Géotechnique*, 34(4), pp.449-489.
- Wroth, C. et Houlsby, G. (1985). "Soil mechanics-property characterization and analysis procedures." In *Proc. 11th ICSMFE*, Vol. 1, pp.1-55.
- Wroth, C. et Wood, D.M. (1978). "The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 15(2), pp.137-145.
- Xu, B. et Low, B. (2006). "Probabilistic stability analyses of embankments based on finite-element method." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), pp.1444-1454.
- Yoon, S.H. (1995). "La réduction de variance pour des champs complexes en mécanique des sols". Thèse de doctorat, Ecole Centrale, Paris.
- Zienkiewicz, O.C.; Humpheson, C.; Lewis, R. (1975). "Associated and non-associated visco-plasticity in soils mechanics." *Journal of Geotechnique*, 25(5), pp.671-689.
- Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R.L.; (1977). "The finite element method". Vol. 3, London McGraw-hill.

LISTE DES NOTATIONS

Abréviations

CACG :	Compagnie d'Aménagement des Coteaux de Gascogne
CBFR :	Comité Français des Barrages et Réservoirs
EDP :	Equation aux Dérivées Partielles
ELU :	Etat-Limite Ultime
ELS :	Etat-Limite de Service
FORM :	First Order Reliability Method
ICOLD :	International Commission On Large Dams (CIGB en français)
ICPE :	Installations Classées Pour l'Environnement
IRSTEA :	Institut national de Recherche en Sciences et Technologie pour l'Environnement et l'Agriculture
LCPC :	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MDF :	Méthode des Différences Finies
MED :	Méthode aux Eléments Discrets
MEF :	Méthode aux Eléments Finis (FEM en anglais)
MEFS :	Méthode aux Eléments Finis Stochastiques
MEL :	Méthodes à l'Equilibre-Limite (LEM en anglais)
MVF :	Méthode des Volumes Finis
NOY :	Noyau
OPN :	Optimum Proctor Normal
RAM :	Recharge AMont
RAV :	Recharge AVal
SORM :	Second Order Reliability Method
TN :	Terrain Naturel

Variables physiques

C_c :	indice de compression
C_{uv} :	cohésion non drainée
C_u :	coefficient d'uniformité
$C(u)$:	capacité capillaire

NOTATIONS

c_a	: cohésion capillaire
c_l	: cohésion non drainée à la limite liquide
c'	: cohésion effective
D_r	: densité relative
D_{XX}	: diamètre à XX% de passants
e	: indice des vides
E	: module d'Young
E_0	: module oedométrique
E_{50}^U	: module tangent à 50% en condition non drainée
φ'	: angle de frottement effectif
φ_{UU}	: angle de frottement non drainé consolidé
φ'_{cv}	: angle de frottement critique (cisaillement à volume constant)
φ_μ	: angle de frottement intergranulaire
γ'	: poids volumique déjaugé
γ_d	: poids volumique sec
γ_{max}	: poids volumique maximal
γ_{opt}	: poids volumique sec optimal
γ_s	: poids spécifique
γ_{sat}	: poids volumique saturé
γ_w	: poids volumique de l'eau
g	: constante gravitationnelle
G_s	: densité spécifique solide
H	: plus grande hauteur du barrage au-dessus du terrain naturel
H	: charge hydraulique
I_p	: indice de plasticité
I_c	: indice de consistance
I_l	: indice de liquidité
K_{sat}	: perméabilité à saturation
K_x	: perméabilité horizontale
K_y	: perméabilité verticale
LP	: limite de plasticité
LL	: limite de liquidité
ν'	: coefficient de Poisson

NOTATIONS

μ_w :	viscosité dynamique de l'eau
p' :	contrainte effective moyenne
p_a :	pression atmosphérique
ψ :	angle de dilatance
r_k	coefficient d'anisotropie
r_u :	coefficient de Bishop
S_r :	degré de saturation
S_s :	surface spécifique des grains
σ'_p :	contrainte effective de préconsolidation
σ_p :	contrainte totale de préconsolidation
σ'_{vo} :	contrainte effective verticale
σ_i :	contrainte de consolidation isotropique
θ :	teneur en eau volumique
θ_r :	teneur en eau volumique résiduelle
θ_s :	teneur en eau volumique à saturation
τ :	contrainte de cisaillement
u :	pression interstitielle
u_a :	pression atmosphérique
u_s :	succion matricielle
V :	volume de la retenue à la cote normale
w_n :	teneur en eau naturelle
w_{opt} :	teneur en eau optimale
$\%clay$:	pourcentage de fines (passant à 2 μm)

Opérateurs et fonctions

a :	ordonnée à l'origine de la droite K_f dans le plan de Lambe
β :	indice de fiabilité
β_c :	indice de fiabilité de Cornell
β_{HS} :	indice de fiabilité d'Hasofer-Lind
CV :	coefficient de variation
$e(z)$:	erreur de mesure
$E(.)$:	opérateur espérance
$\underline{\underline{\varepsilon}}$:	tenseur des déformations

NOTATIONS

$\underline{\underline{\varepsilon^p}}$: tenseur des déformations plastiques
div	: opérateur divergence
$\underline{\underline{\delta}}$: tenseur identité
F	: facteur de réduction
F_S	: facteur de sécurité
$\Phi(\cdot)$: fonction de répartition d'une variable aléatoire gaussienne centrée et réduite
$G(\cdot)$: fonction de performance dans l'espace physique
$grad$: opérateur gradient
$\gamma(h)$: variogramme
h	: distance entre les valeurs de $z(x)$
$H(\cdot)$: fonction de performance dans l'espace normé
$\underline{\underline{i}}$: tenseur du gradient hydraulique
l_h	: longueur d'autocorrélation horizontale
l_v	: longueur d'autocorrélation verticale
μ	: moyenne
p	: pourcentage de fines inférieur à 0,2 μm
P_f	: probabilité de défaillance
P^*	: point de conception
$\rho(\cdot)$: fonction d'autocorrélation
$\underline{\underline{\sigma}}$: tenseur des contraintes
σ	: écart-type
$t(z)$: tendance déterministe suivant l'axe vertical z
τ_{red}	: taux de réduction des paramètres
$Var(\cdot)$: opérateur variance
$\underline{\underline{v}}$: tenseur vitesse d'écoulement
$w(z)$: fluctuation aléatoire par rapport à la tendance déterministe
ω	: arc-tangente du coefficient directeur de la droite K_f dans le plan de Lambe
w_2	: travail du second ordre local
W_2	: travail du second ordre global
X	: variable aléatoire
$\{X\}$: vecteur aléatoire
$z(x)$: variable géotechnique régionalisée
$Z(x)$: fonction aléatoire

LISTE DES FIGURES

PARTIE I

Figure I. 1 Distributions des grands barrages par types dans le monde et en France (ICOLD, 2016)...	6
Figure I. 2 Sections classiques des principaux types de barrage en remblai (MA, 1989)	12
Figure I. 3 Schéma des différents types de barrages en remblai (Foster, 2000).....	12
Figure I. 4 (à g.) Planche d'essai (Degoutte, 2002); (à d.) Gammadensimètre (Durand et al., 1999)..	16
Figure I. 5 Représentation du comportement élastique : loi de Hooke et courbes expérimentales.....	22
Figure I. 6 Courbes contraintes/déformations : (I) comportement dilatant - sols surconsolidés; (II) comportement contractant - sols normalement consolidés (CFBR, 2015)	23
Figure I. 7 Critère de Mohr-Coulomb : a) cas des sols pulvérulents - b) cas des sols cohérents.....	24
Figure I. 8 Etats de l'eau dans les sols	26
Figure I. 9 a) Courbe de rétention - b) Courbe de perméabilité	27
Figure I. 10 Méthodes des tranches : schématisation des interactions inter-tranches	32
Figure I. 11 Principe de l'algorithme de la méthode de réduction des paramètres.....	40
Figure I. 12 Augmentation des déplacements (a) et du déplacement adimensionnel de Griffiths (b) à l'approche de la rupture, d'après (Griffiths et Lane, 1999)	41
Figure I. 13 Sources d'incertitudes dans l'estimation d'un paramètre géotechnique, d'après (Phoon et Kulhawy, 1999a).....	44
Figure I. 14 Variabilité naturelle des sols, d'après (Phoon et Kulhawy, 1999a).....	44
Figure I. 15 Exemple de variogramme	46
Figure I. 16 Illustration de méthodes d'approximation FORM et SORM	51
Figure I. 17 Illustration des méthodes de simulations présentées (Lemaire, 2005).....	54
Figure I. 18 Vue aérienne du barrage de la Sillonnière.....	65
Figure I. 19 Profil en travers type du barrage d'étude	66
Figure I. 20 Profil d'extraction rencontré sur la zone d'emprunt ZE1	68
Figure I. 21 Chronologie de construction et de remplissage du barrage de la Sillonnière	69
Figure I. 22 Schéma du dispositif de localisation des mesures de contrôle de compactage.....	70
Figure I. 23 Localisation des mesures de contrôle de compactage dans l'espace pour les trois zones du barrage d'étude.....	71
Figure I. 24 Profils d'auscultation	72
Figure I. 25 Schéma du dispositif de mesure des débits de fuite.....	73
Figure I. 26 Logigramme de la démarche globale du travail de thèse	78

PARTIE II

Figure II. 1 Logigramme de la démarche probabiliste pour l'estimation des pressions interstitielles ..	82
Figure II. 2 Schéma de principe de l'interaction entre logiciels pour la résolution du problème hydraulique	94
Figure II. 3 Barrage d'étude – courbes granulométriques disponibles.....	97

FIGURES

Figure II. 4 Représentation des essais d'identification dans l'abaque de Casagrande.....	99
Figure II. 5 Barrage d'étude - histogrammes des densités géolocalisées et comparaison à une distribution normale	101
Figure II. 6 Barrage d'étude - localisation des cellules de pression suivant chaque profil d'auscultation	102
Figure II. 7 Barrage d'étude – distribution probabiliste des limites de liquidité	103
Figure II. 8 Exemple d'ajustement des deux formes d'équations de (Fredlund, 2000) – Essai F05...	104
Figure II. 9 Fuseaux obtenus après traitement statistique des courbes granulométriques	105
Figure II. 10 Barrage d'étude - variogrammes horizontaux (à g.) et verticaux (à d.) obtenus pour les différentes zones	109
Figure II. 11 Barrage d'étude - fuseaux de courbes de rétention obtenus à partir des courbes granulométriques	111
Figure II. 12 Distributions choisies pour les coefficients d'anisotropie	112
Figure II. 13 Géométrie et maillage du modèle éléments finis du barrage d'étude.....	113
Figure II. 14 Analyse déterministe - comparaison des champs de pressions interstitielles	114
Figure II. 15 Analyse déterministe - comparaison des profils SEEP/W et Cast3M.....	115
Figure II. 16 Exemple de réalisation de champ aléatoire de perméabilité (en $m \cdot s^{-1}$).....	116
Figure II. 17 Convergence de la moyenne et de l'écart-type de la pression interstitielle calculée au niveau de la cellule PX/2. a) moyenne vs. nombre de simulations, (b) écart-type vs. nombre de simulations.....	117
Figure II. 18 Distribution des lignes piézométriques en sortie du modèle et comparaison avec les mesures d'auscultation	118
Figure II. 19 Comparaison des distributions des charges totales calculées par le modèle et mesurées in situ	120

PARTIE III

Figure III. 1 Logigramme de la démarche probabiliste pour le calcul de la probabilité de défaillance	126
Figure III. 2 Représentation du critère de Mohr-Coulomb : a) dans le plan déviatorique - b) dans l'espace de contraintes (Dolzhenko, 2002)	128
Figure III. 3 Représentation du critère de Drucker-Prager : a) dans le plan déviatorique - b) dans l'espace de contraintes (Lee, 1994; Dolzhenko, 2002).....	129
Figure III. 4 Interprétation d'une série d'essais triaxiaux, d'après (CFBR, 2015).....	131
Figure III. 5 Exemple d'ajustement d'une courbe d'évolution.....	136
Figure III. 6 Validation du modèle EF - exemple de figure comparative	137
Figure III. 7 Modélisation probabiliste des paramètres de résistance au cisaillement par analyse statistique des incertitudes sur la droite de Coulomb.....	142
Figure III. 8 Schéma de principe de l'interaction entre logiciels pour la résolution du problème hydro-mécanique	145
Figure III. 9 Barrage d'étude - courbes contraintes/déformations des essais triaxiaux	154
Figure III. 10 Barrage d'étude - traitement global des essais triaxiaux	155
Figure III. 11 Barrage d'étude – champ de pressions interstitielles et conditions aux limites.....	157
Figure III. 12 Barrage d'étude - champ de cohésion capillaire apportée par la succion matricielle (en Pa)	157

FIGURES

Figure III. 13 Interpolation linéaire de la courbe inverse au taux de déplacement.....	159
Figure III. 14 Analyse déterministe - comparaison des facteurs de sécurité SLOPE/W (MEL) et Cast3M (MEF) sur 10 jeux de paramètres	161
Figure III. 15 Analyse déterministe - comparaison des cercles de glissement - a) SLOPE/W - b) Cast3M (travail du second ordre négatif)	162
Figure III. 16 Régression effectuée sur les essais disponibles à partir de la relation de (Maeda et Miura, 1999)	165
Figure III. 17 Distributions des paramètres effectifs de résistance au cisaillement obtenues : a) RAM&RAV - angle de frottement, b) RAM&RAV - cohésion, c) NOY - angle de frottement, b) NOY – cohésion	167
Figure III. 18 Exemple de réalisation de champ aléatoire d'angle de frottement (en °).....	169
Figure III. 19 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 1 : MEL–VA – convergence des moments statistiques	173
Figure III. 20 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 1 : MEL–VA – distribution du facteur de sécurité	173
Figure III. 21 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 2 : MEF–VA – convergence des moments statistiques	175
Figure III. 22 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 2 : MEF–VA – distribution du facteur de sécurité	175
Figure III. 23 Histogramme des tirages d'angle de frottement et comparaison avec la densité de probabilité théoriques	176
Figure III. 24 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 3 : MEF–CA – convergence des moments statistiques	177
Figure III. 25 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 3 : MEF–CA – distribution du facteur de sécurité	177
Figure III. 26 Histogramme de moyenne de champs aléatoires générés sur la recharge aval et comparaison avec la distribution issue du traitement statistique	178

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE I

Tableau I. 1 : Classement des barrages en France (MEDDE, 2015).....	9
Tableau I. 2 Essais de laboratoire.....	14
Tableau I. 3 Définitions des différents poids volumiques d'un sol.....	21
Tableau I. 4 Différents types d'essais triaxiaux.....	25
Tableau I. 5 Méthodes de calcul des pressions interstitielles en fonction de la situation.....	30
Tableau I. 6 Caractéristiques de quelques méthodes à l'équilibre limite, d'après (SLOPE/W, 2014) ..	33
Tableau I. 7 Modèles variographiques classiques.....	47
Tableau I. 8 Chronologie des études préliminaires à la conception du barrage de la Sillonnière.....	66
Tableau I. 9 Liste des essais de laboratoire disponibles.....	67
Tableau I. 10 Eléments du dispositif d'auscultation initial.....	73
Tableau I. 11 Synthèse de la quantité de données disponibles sur le barrage d'étude.....	74

PARTIE II

Tableau II. 1 Méthodes prédictives et leurs caractéristiques, d'après (Chapuis, 2012).....	83
Tableau II. 2 Barrage d'étude – mesures de perméabilité disponibles.....	96
Tableau II. 3 Barrage d'étude – caractéristiques statistiques des analyses granulométriques.....	98
Tableau II. 4 Barrage d'étude - caractéristiques des essais d'identification.....	98
Tableau II. 5 Barrage d'étude - traitement statistique des mesures de contrôle de compactage.....	99
Tableau II. 6 Barrage d'étude – traitement des mesures d'auscultation.....	102
Tableau II. 7 Caractéristiques statistiques des granulométries théoriques obtenues après ajustement.....	105
Tableau II. 8 Comparaison des perméabilités mesurées et prédites.....	107
Tableau II. 9 Résultats de l'analyse géostatistique sur chaque zone du barrage.....	108
Tableau II. 10 Caractéristiques statistiques des paramètres de Van Genuchten.....	111
Tableau II. 11 Paramètres déterministes utilisées dans le modèle hydraulique.....	113
Tableau II. 12 Comparaison des résultats du modèle et des mesures d'auscultation.....	119

PARTIE III

Tableau III. 1 Relations entre les paramètres de Mohr-Coulomb et ceux de Drucker-Prager (Mestat, 1993).....	129
Tableau III. 2 Préconisations concernant l'approche fiabiliste à employer dans notre démarche.....	147
Tableau III. 3 Barrage d'étude - essais triaxiaux disponibles.....	149
Tableau III. 4 Barrage d'étude – essais Proctor disponibles.....	150
Tableau III. 5 Barrage d'étude - essais œdométriques disponibles.....	150
Tableau III. 6 Barrage d'étude - résultats d'essais à la plaque.....	150

TABLEAUX

Tableau III. 7 Barrage d'étude - paramètres des matériaux utilisés dans le modèle déterministe	155
Tableau III. 8 Validation du modèle Cast3M - comparaison des facteurs de sécurité pour différents jeux de paramètres d'entrée	160
Tableau III. 9 Modèle EF Cast3M - analyse de sensibilité des paramètres	163
Tableau III. 10 Comparaison des valeurs d'angle de frottement des essais triaxiaux et ceux obtenus par la méthode de Caquot	165
Tableau III. 11 Incertitudes sur les coefficients de régression des droites Kf	166
Tableau III. 12 Caractéristiques probabilistes des paramètres d'intérêt	167
Tableau III. 13 Détails des calculs permettant l'obtention du champ aléatoire d'angle de frottement par la relation de Caquot	169
Tableau III. 14 Description des cas d'étude considérés	171
Tableau III. 15 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 1 : LEM–VA	172
Tableau III. 16 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 2 : MEF–VA	174
Tableau III. 17 Résultats de l'analyse probabiliste – configuration 3 : MEF–CA	176
Tableau III. 18 Comparaison des moments statistiques issus des distributions des champs aléatoires d'angle de frottement et de ceux des distributions issues du traitement des essais triaxiaux	178

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A :

BARRAGE DE LA SILLONNIERE – SCHEMA ET PLANS DE DESCRIPTION

ANNEXE B :

BARRAGE DE LA SILLONNIERE – DONNEES DISPONIBLES

ANNEXE C :

RELATIONS DE TRANSFORMATION

ANNEXE A :

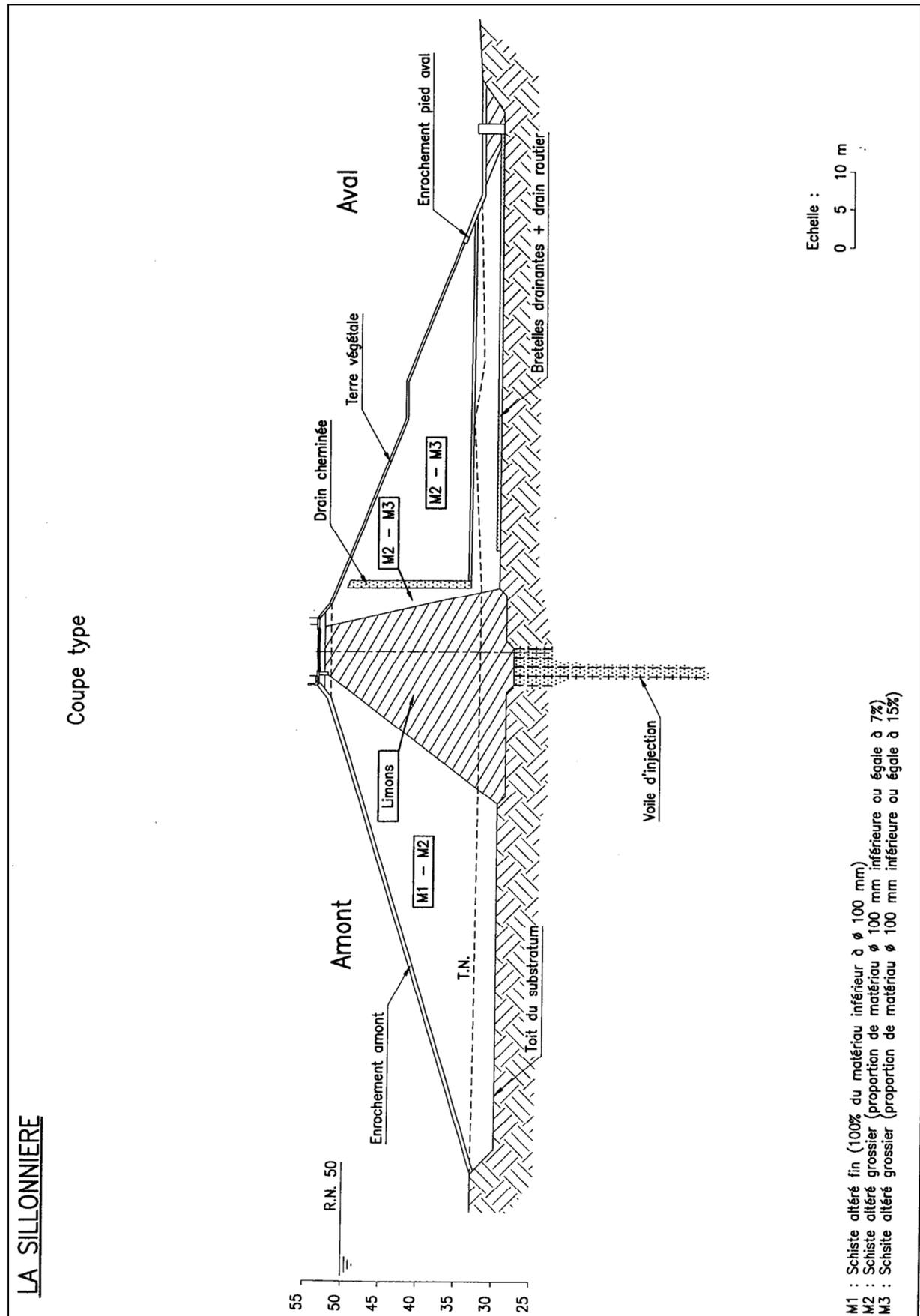
BARRAGE DE LA SILLONNIERE

—

SCHEMAS ET PLANS DE

DESCRIPTION DU BARRAGE

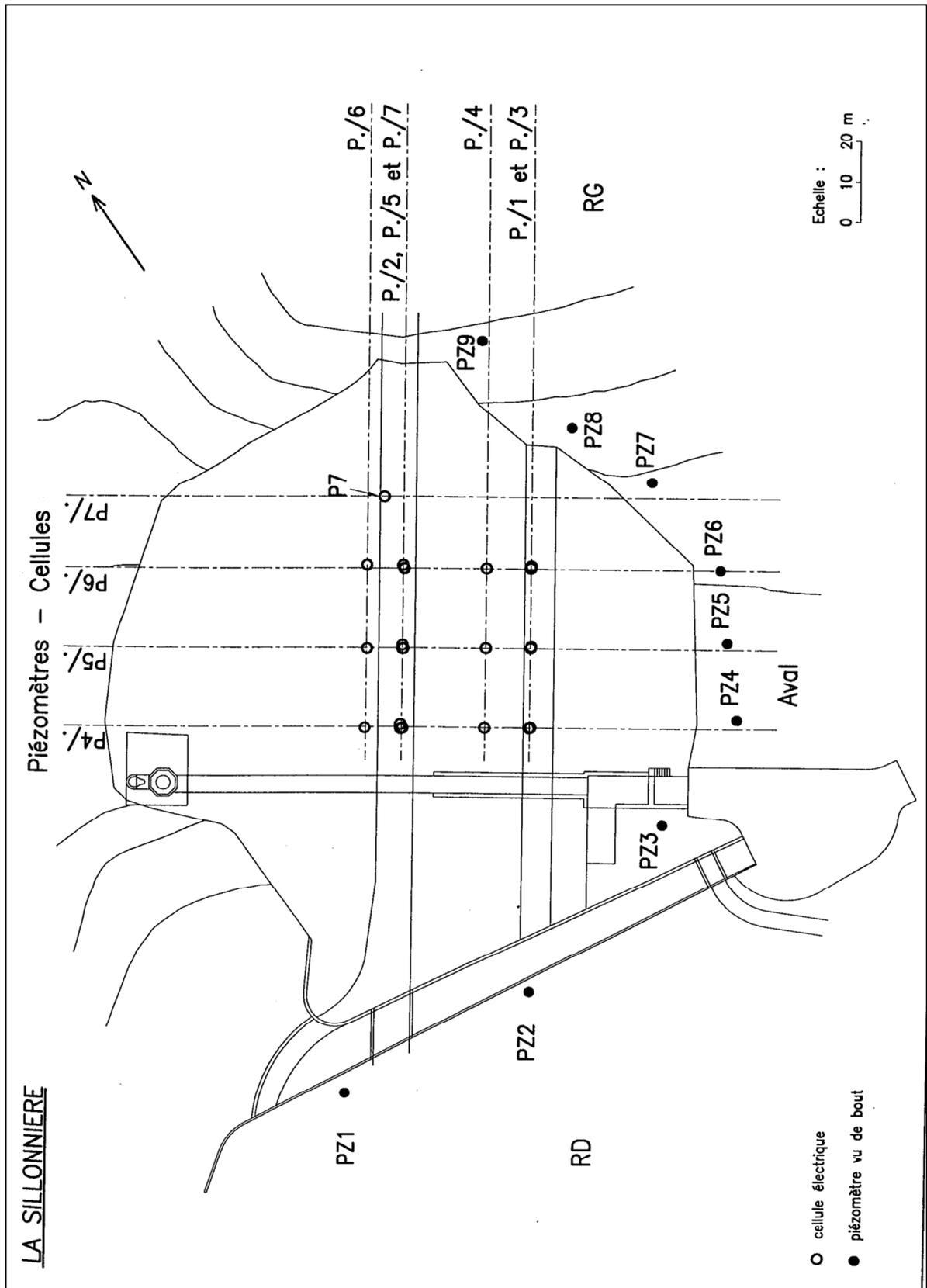
COUPE-TYPE DETAILLEE



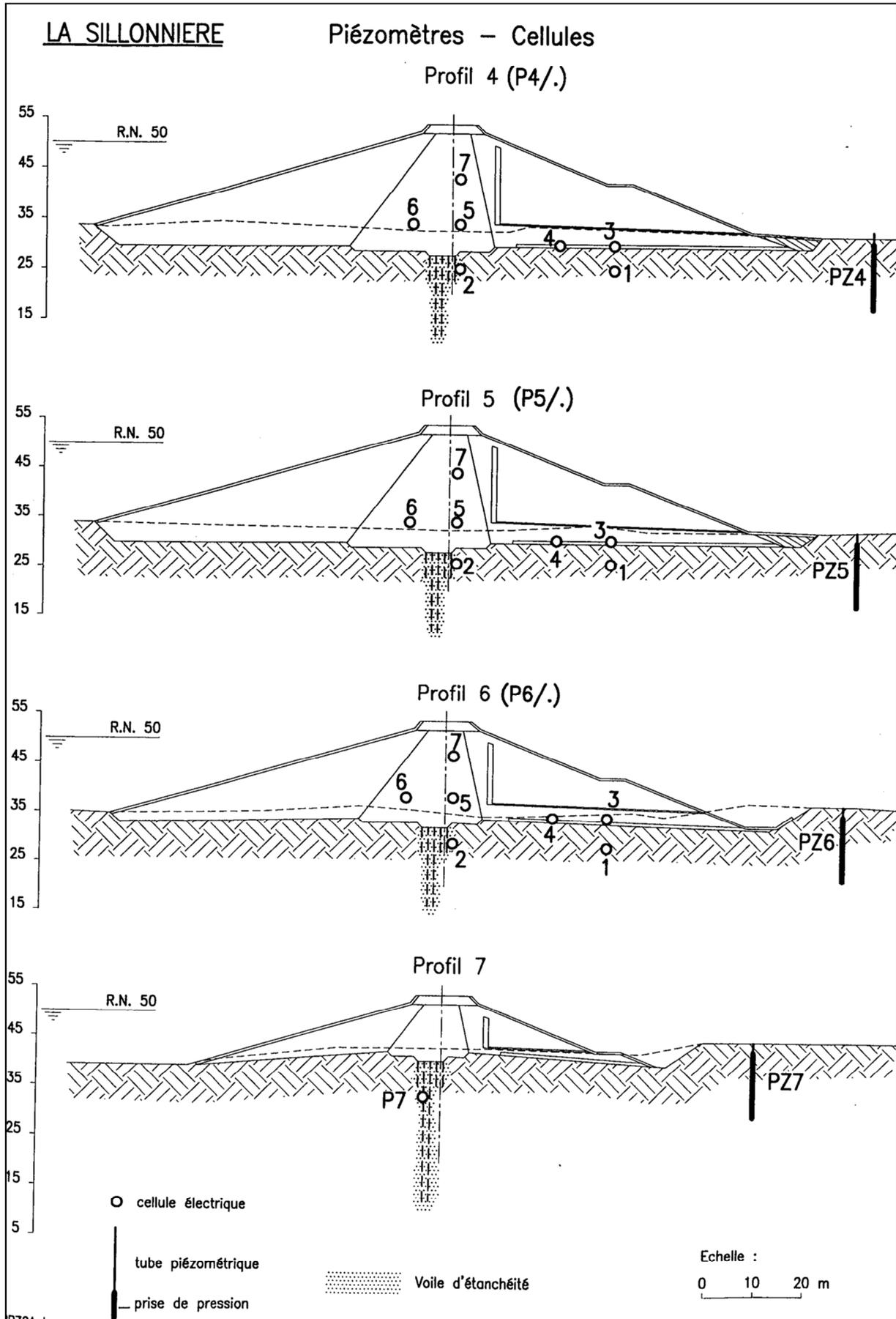
A-2 DISPOSITIF D'AUSCULTATION

SUIVI DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

Piézomètres

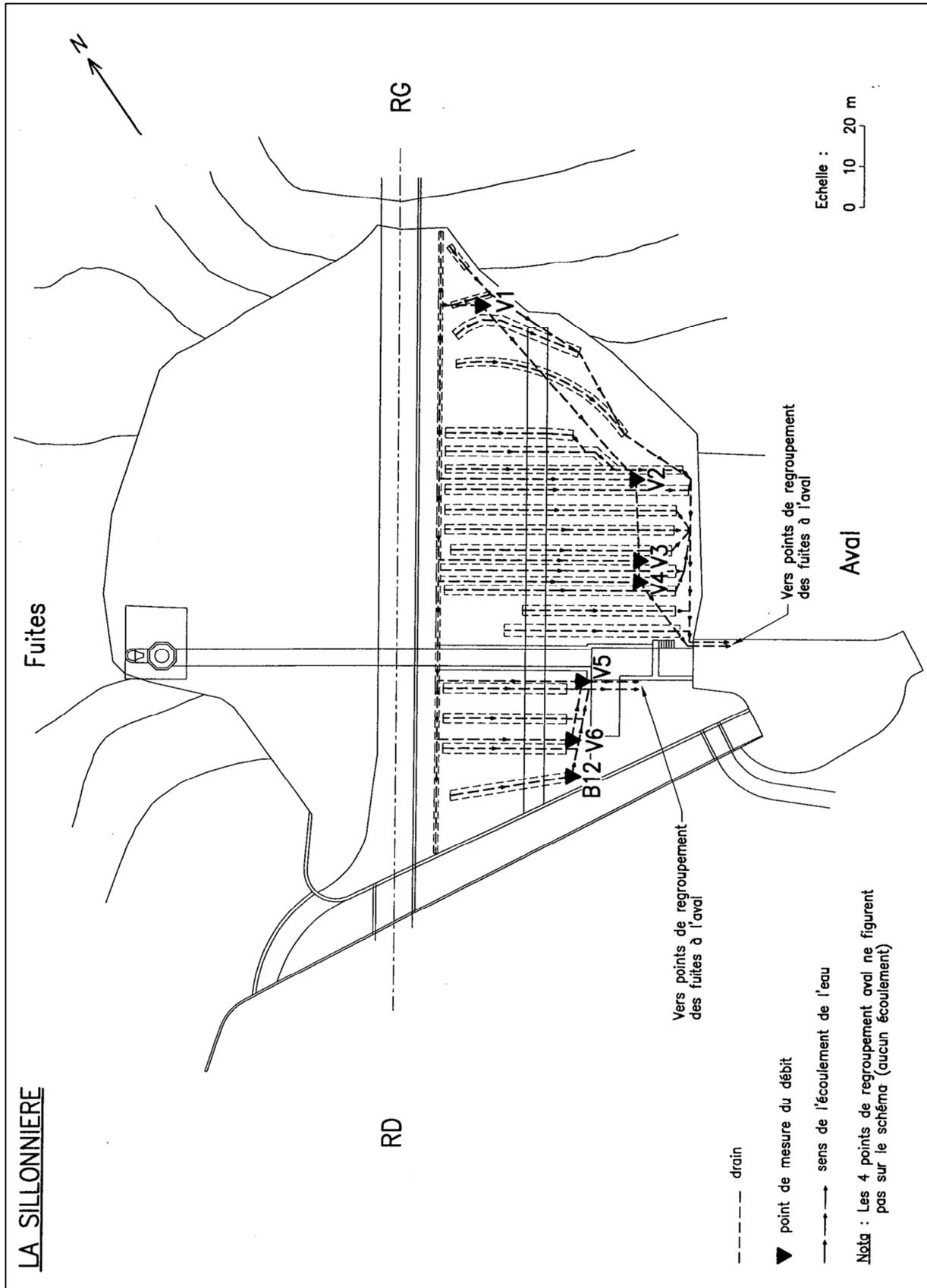


Cellules de pressions



SUIVI DES DEBITS DE FUITE

Systeme de drainage



A-3 PHOTOGRAPHIES (SOURCE CACG)

CONSTRUCTION

Edification du noyau au centre, contact RAM/NOY visible



Bassin de dissipation et recharge aval



Noyau limono-sableux



PAREMENT AMONT



PAREMENT AVAL



RETENUE



ANNEXE B :

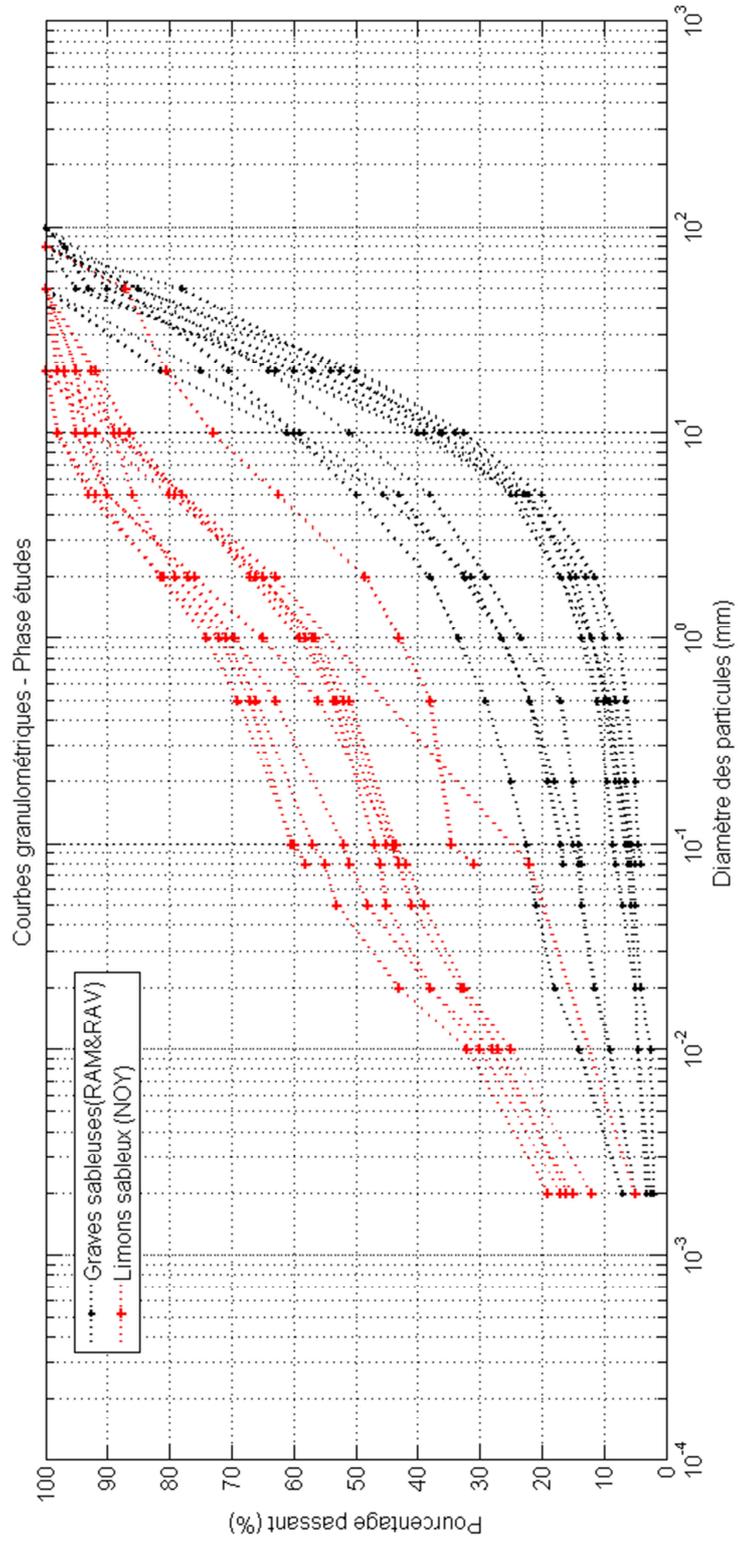
BARRAGE DE LA SILLONNIERE

—

DONNEES DISPONIBLES

B-1 DONNEES DE LA PHASE D'ETUDES

Courbes granulométriques



PLANCHES D'ESSAIS

Essais de densité au sable

MATERIAU	M1			M2			M3		
Nombre de passes compacteur	4	4	6	4	4	6	4	6	
Teneur en eau	11,00%	11,00%	13,40%	6,20%	6,30%	6,20%	5,40%	4,60%	
Densité sèche	1,81	1,93	1,95	1,84	1,86	1,97	2,02	2,09	

Essais à la plaque

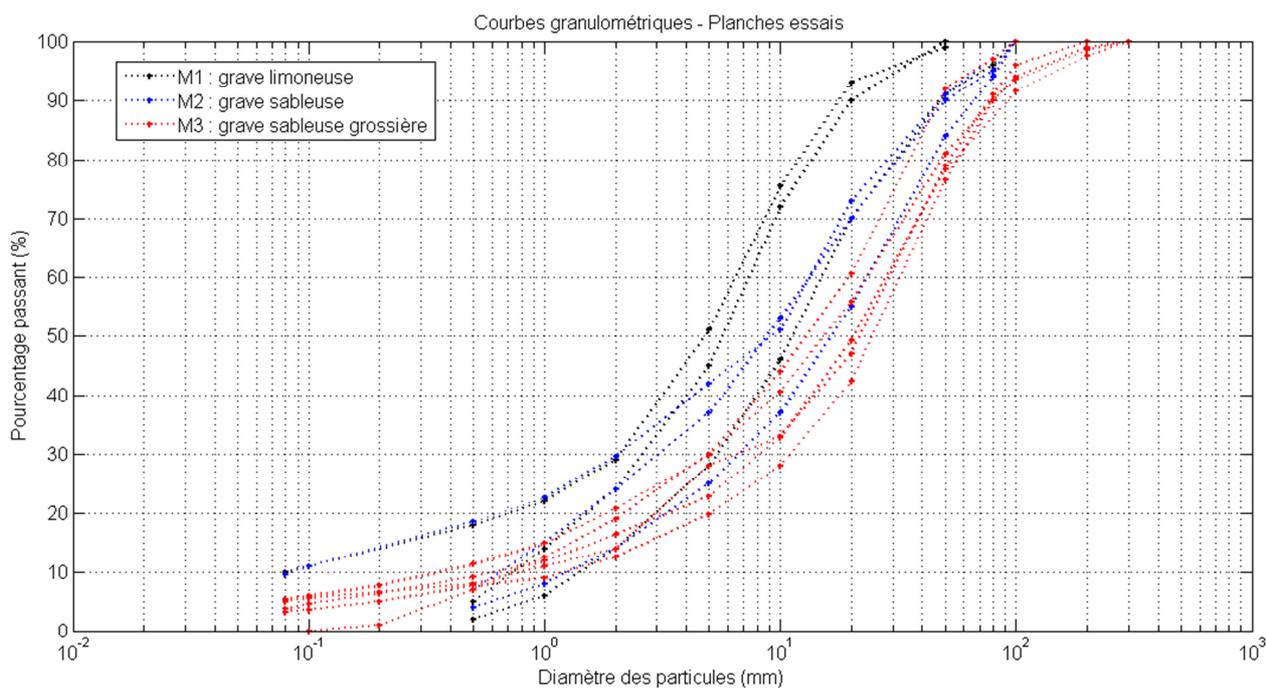
MATERIAU	M1			M2			M3			
Nombre de passes compacteur	6	4	lim entre 4 et 6	4	4	4	6	6	4	6
Ev1	15,6	17,3	21,6	12,2	17,8	18,4	10,8	23,4	18,7	19,4
Ev2	56,2	52,9	47,3	37,5	42,8	42,8	39,1	47,8	47,8	52,9
K	3,60	3,06	2,19	3,07	2,40	2,33	3,62	2,04	2,56	2,73
Observations	*			*			*			

* : essai réalisé à un endroit ou couche plus épaisse

Essais de perméabilité

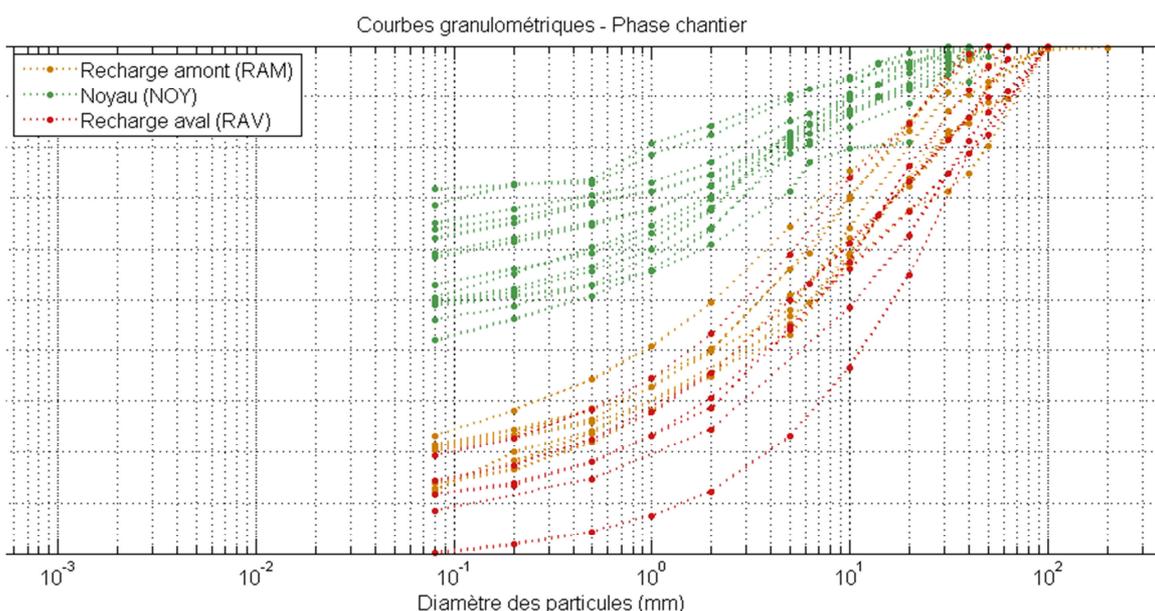
MATERIAU	M1				M2				M3		
Type	PORCHET				PORCHET				MATSUO		
Essai	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3
Perméabilité (m/s)	9,0E-07	1,0E-05	4,0E-06	3,0E-06	1,0E-05	1,5E-05	nm	1,4E-04	2,77E-05	4,76E-05	4,27E-05

Courbes granulométriques



B-2 DONNEES DE LA PHASE CHANTIER**ESSAIS DE LABORATOIRE***Essais de compactage (Proctor)*

Date	Type essai	Lieu de prélèvement	Matériau	Origine	Teneur en eau Opt	Densité sèche Opt
NOYAU (NOY)						
25/05/1998		Stock	Limons	ZE10	14,3	1,89
25-27/05/1998	Normal - CBR	Stock	Limons	ZE10	14,2	1,89
29/05/1998	Normal - CBR	Stock	Limons	ZE10	14,7	1,88
19/06/1998	Normal - CBR	N14 (couche 12/06)	Limons		12,9	1,91
25/06/1998	Normal - CBR	ZE03 (gisement)	Limons	ZE03	16,2	1,85
08/07/1998	Normal - CBR	N31	Limons	ZE03	15,2	1,86
11/07/1998	Normal - CBR	N34	Limons	ZE03	15,8	1,86
24/07/1998		ZE06	Limons	ZE06	13,8	1,84
26/07/1998		Stock	Limons	ZE10	14,2	1,89
30/07/1998	Normal - CBR	ZE06	Limons	ZE06	14,3	1,86
06/08/1998	Normal - CBR	N42	Limons	ZE06	19	1,76
17/08/1998	Normal - CBR	N53	Limons	ZE06	15,02	1,86
20/08/1998	Normal - CBR	Couche aval B coteau	Limons	ZE03	18,6	1,7
10-14/09/1998	Normal - CBR	ZE06	Limons	ZE06	11,7	2,01
RECHARGE AMONT (RAM)						
29/05/1998	Normal - CBR		Emprise R.D.	M1M2	11,5	2,02
11/06/1998	Normal - CBR	avant compactage	Recharge amont	M1M2	11,9	1,98
12/06/1998	Normal - CBR	après compactage	Recharge amont	M1M2	11,8	1,98
30/06/1998	Normal - CBR	E 4/5 bande 4	RAM11	M1M2	9,7	2,05
09/07/1998	Modifié - CBR		RAM 15	M1M2	9	2,11
09/07/1998	Normal - CBR		RAM 15	M1M2	12,5	2,0
19/08/1998	Normal - CBR		RAM32	M1M2	10,02	2,03
RECHARGE AVAL (RAV)						
08/06/1998	Normal - CBR	Site de l'emprise	M3		9,5	2,05
21/07/1998	Normal - CBR	RAV17	M2M3	ZE01	12,3	1,99
19/08/1998	Normal - CBR	RAV31	M2M3		9,7	2,06

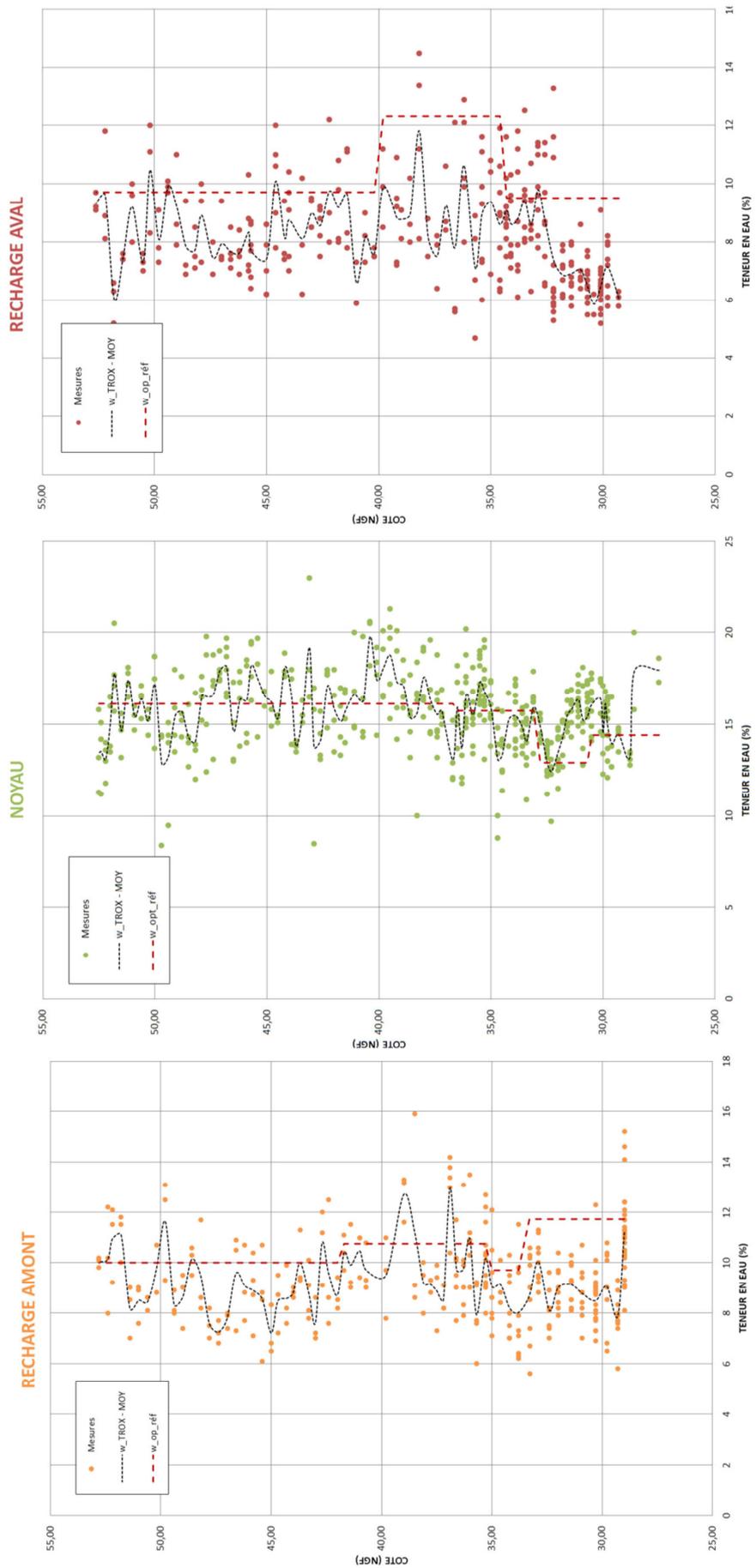
Courbes granulométriques

ESSAIS IN SITU*Mesures de contrôle de compactage – Paramètres statistiques*

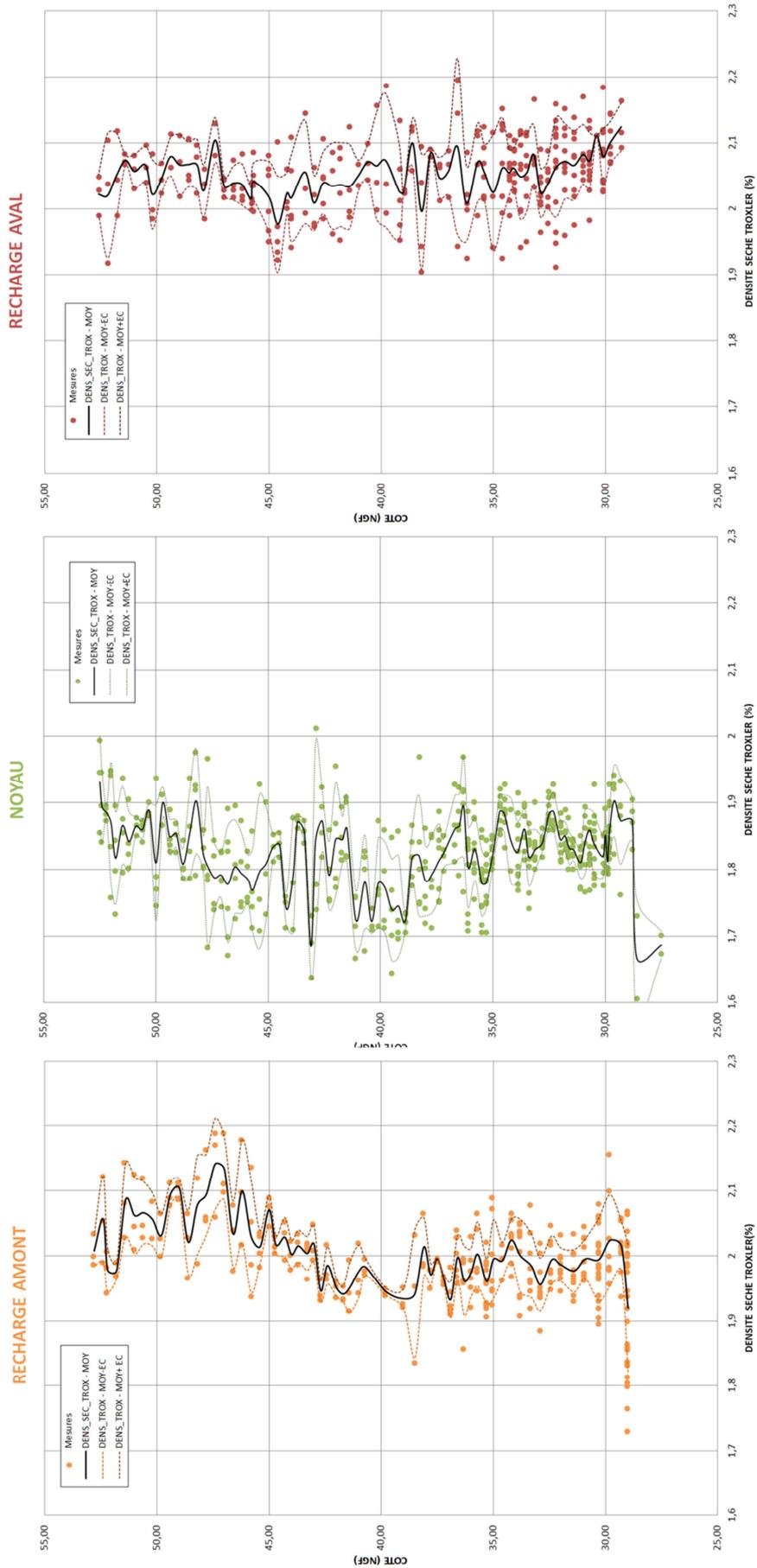
Zone	Paramètre	Teneur en eau troxler (%)	Densité sèche troxler	Densité humide troxler	Teneur en eau labo (%)	Teneur en eau labo 0/20 mm (%)	Densité sèche corrigée labo
RAM	NB	376	376	376	276	228	376
	MIN	5,6	1,73	1,99	4,1	2,9	1,73
	MAX	15,9	2,19	2,35	11,9	12,2	2,23
	MOY	9,5	1,99	2,18	7,6	8,2	2,01
	VAR	2,9	0,004	0,003	2,2	2,2	0,005
NOY	NB	469	469	469	419	/	419
	MIN	8,4	1,61	1,93	9,6	/	1,61
	MAX	23,0	2,01	2,23	21,7	/	1,98
	MOY	15,6	1,83	2,11	15,3	/	1,83
	VAR	4,5	0,004	0,002	4,2	/	0,004
RAV	NB	333	333	333	85	257	333
	MIN	4,7	1,68	1,88	3,6	4,2	1,68
	MAX	14,5	2,20	2,37	12,3	12,8	2,30
	MOY	8,3	2,05	2,21	6,9	7,6	2,07
	VAR	3,3	0,005	0,003	2,6	2,6	0,005

Mesures de contrôle de compactage – Profils verticaux (1 point par couche)

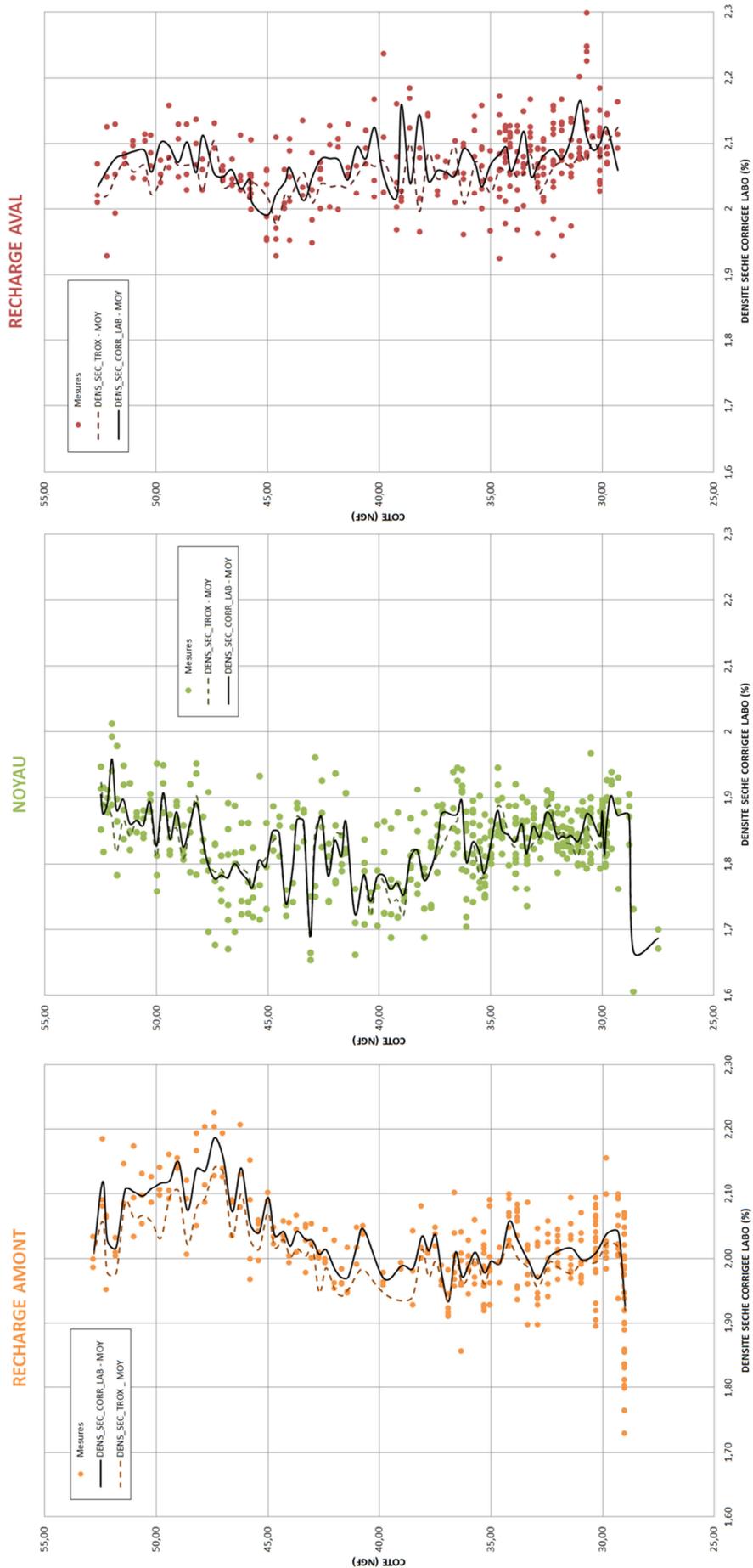
TENEUR EN EAU TROXLER



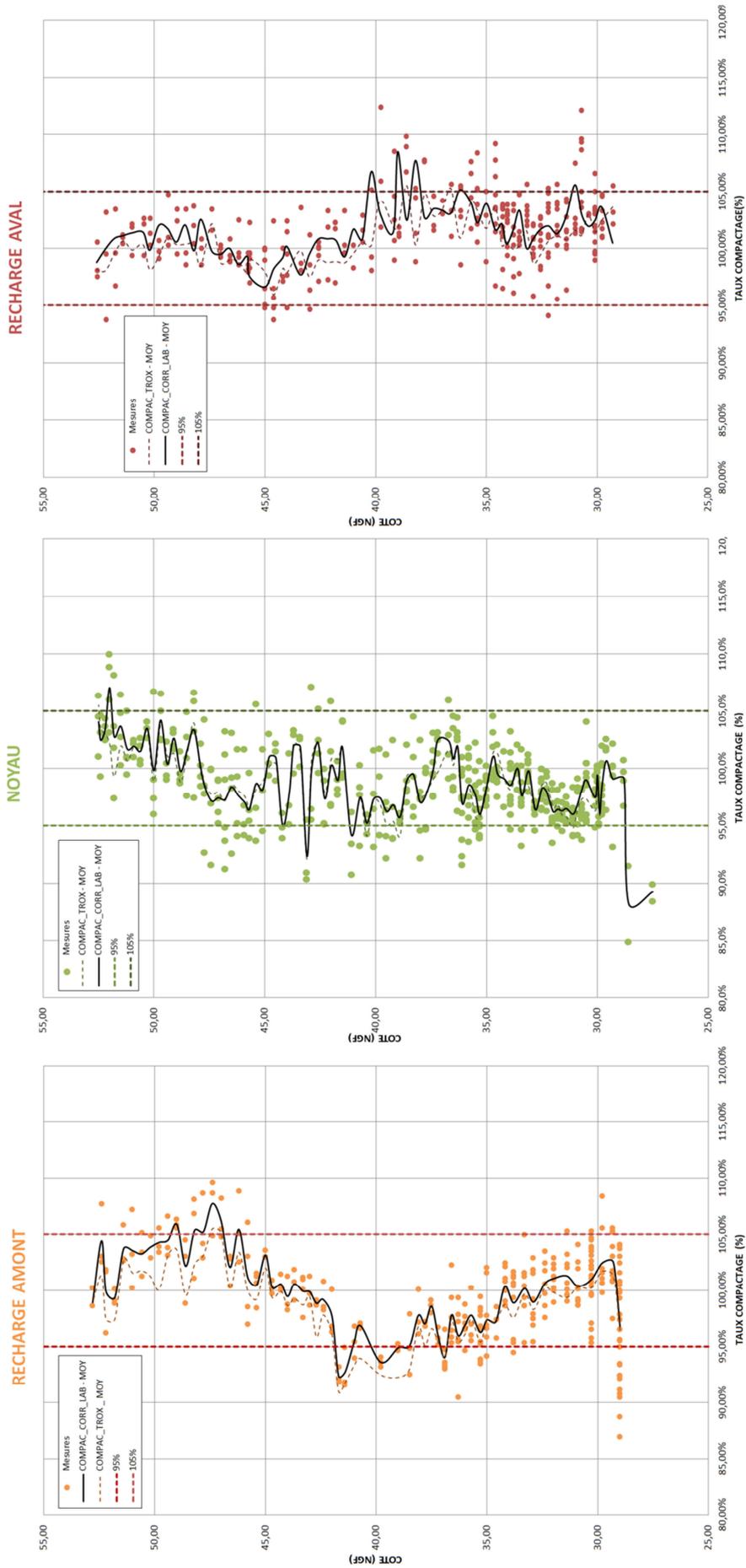
DENSITE SECHE TROXLER



DENSITE SECHE CORRIGEE LABO

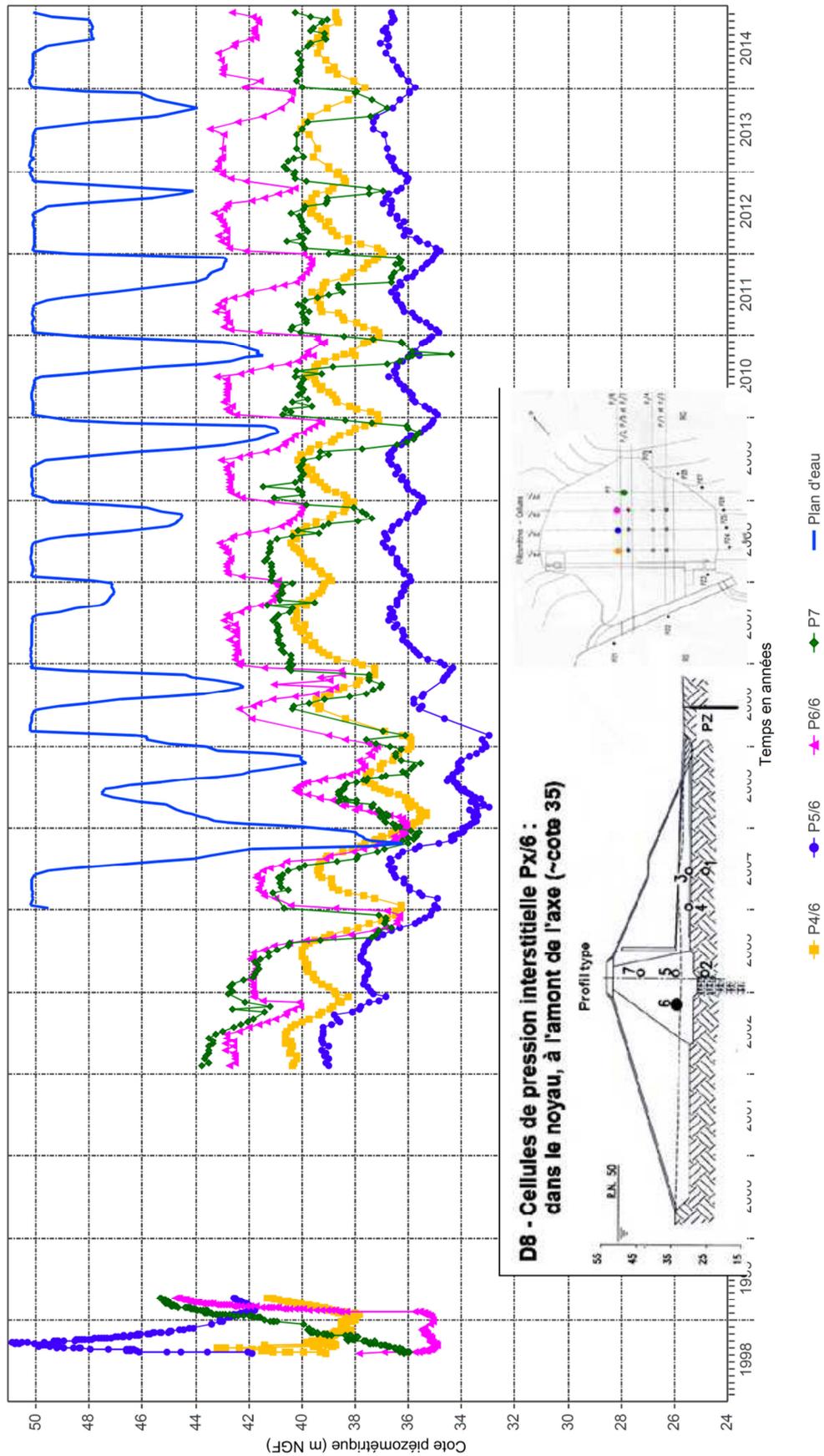


TAUX DE COMPACTAGE

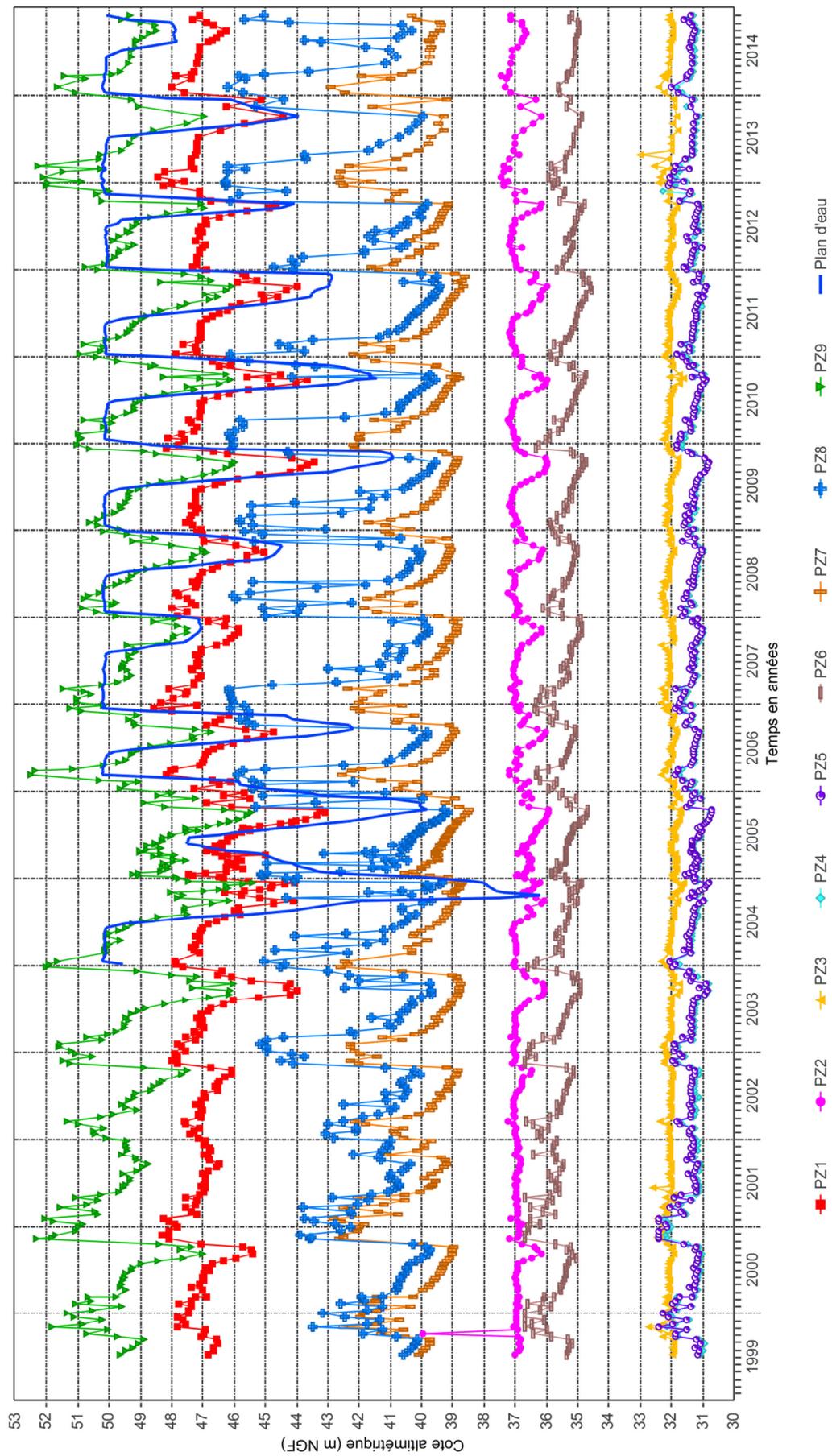


B-3 DONNEES DE LA PHASE EXPLOITATION

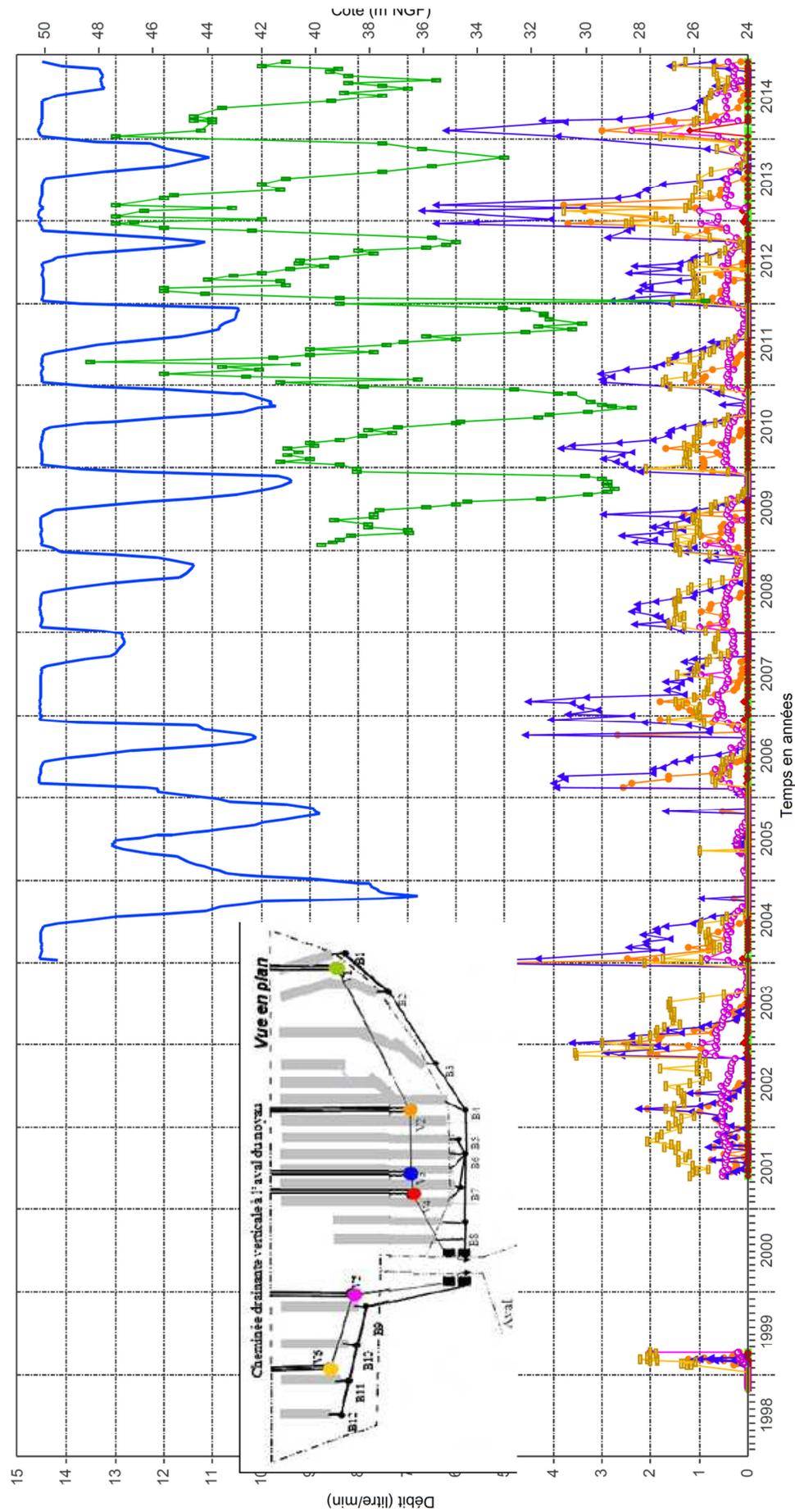
EXEMPLE DE CHRONOLOGIE DISPONIBLES – CELLULE PX/6



EXEMPLE DE CHRONOLOGIE DISPONIBLES – PIEZOMETRIE



EXEMPLE DE CHRONOLOGIE DISPONIBLES – DEBIT DE FUITE



ANNEXE C :

RELATIONS DE

TRANSFORMATION

ANNEXE C – TABLEAU 1

	AUTEURS	RELATION	PARAMETRES D'ENTREE															PARAMETRES DE SORTIE										REMARQUES									
			LP	LL	Ip	Wn	Yopt	Wopt	%clay	e	Dr	p'	φ'	φ'cv	φμ	σ'p	σp	σ'vo	σt	Pa	Cu	ci	LL	Ip	E50	Cc	φ'		φ'cv	ψ	σ'c	σ'p	σp	σ'vo	c'	Cu	
ANGLE DE FROTTEMENT EFFECTIF	Caquot (1939)	$e. \tan(\varphi) = cste$								X																	X										Sables
	d'après Dysli (2011)	$\varphi' = a. I_p + b$			X																						X										Argiles (arc alpin)
	d'après Dysli (2011)	$\varphi' = a. \%clays + b$										X															X										
	Mitchell (1976)	$\sin\varphi_{cv} = 0.8 - 0.094. \ln(I_p)$			X																						X										
	Maeda&Miura (1999)	$\log(\tan \varphi) = a. D_r + b$									X																X										Sables
	Bolton (1986&1987) d'après cours Minna Karstunen	$\varphi'_{peak} - \varphi'_{cv} = 5I_R$ (déformations planes) $\varphi'_{peak} - \varphi'_{cv} = 3I_R$ (essai triaxial) $I_R = I_a \left[5 - \ln\left(\frac{p'}{150}\right) - 1 \right]$ ($p' > 150kPa$) $I_R = 5. I_D - 1$ ($p' < 150kPa$)									X	X		X													X										Sables
	d'après Dysli (2011)	$c' = a. I_c + b$		X	X	X																												X		Argiles (arc alpin)	
COHESION NON DRAINEE	Coste&al (2014) Boutonnier&al (2013)	$\frac{C_u}{\sigma'_p} = 0.35$												X																				X	Argiles surconsolidées		
	Skempton(1957)	$\frac{C_u(VST)}{\sigma'_{vo}} = 0.11 + 0.0037. I_p$			X											X																		X	Argiles normalement consolidées		
	Chandler (1988)	$\frac{C_u(VST)}{\sigma_p} = 0.11 + 0.0037. I_p$			X										X																			X			
	d'après Wroth (1985)	$\frac{C_u}{\sigma_t} = 0.129 + 0.00435. I_p$			X												X																	X			
	Jamiolkowski&al (1985)	$\frac{C_u}{\sigma_p} = 0.23 \mp 0.04$														X																		X	Condition de cisaillement direct		
	Mesri (1989)	$\frac{C_u}{\sigma_p} = 0.22$														X																		X	Condition de cisaillement direct		
	Wroth&Wood (1978)	$C_u = 170e^{-4.6I_L}$ $I_L = \frac{w_n - PL}{I_p}$	X		X	X																												X	Argiles remaniées		
	d'après cours Minna Karstunen	$C_u = 2.100^{(1-I_L)}$	X		X	X																												X	Argiles remaniées		
	Leroueil (1983)	$C_u = \frac{1}{(I_L - 0.21)^2}$	X		X	X																												X	$0.5 < I_L < 2.5$		
	Locat&Demers (1988)	$C_u = \left(\frac{1.167}{I_L}\right)^{2.44}$	X		X	X																												X	$1.5 < I_L < 6$		
	Vardanega (2014)	$C_u = c_i. 35^{(1-I_L)}$	X		X	X																												X	$0.5 < I_L < 2.5$		
LIMITES ATTERBERG	Casagrande (1936)	$I_p = 0.9. (LL - 0.08)$ $I_p = 0.73. (LL - 0.20)$		X	X																															Lignes U et A sur le diagramme de plasticité	
	Favre (1980)	$I_p = 0.73. (LL - 0.13)$		X																																	
	Wood (1990)	$I_p = a. (LL - b)$		X																																a et b obtenus expérimentalement	

ANNEXE C - TABLEAU 2

	AUTEURS	RELATION	PARAMETRES DES RELATIONS		DONNEES DU BARRAGE D'ETUDE (min – (moy) – max)			PARAMETRES DE SORTIE (min – moy – max)	REMARQUES	
					<i>e</i>	Cste	φ'			
ANGLE DE FROTTEMENT EFFECTIF	Caquot (1939)	$e \cdot \tan(\varphi) = cste$			0,41 – 0,55	0,28 – 0,39	$32^\circ - 34^\circ - 36^\circ$	$31^\circ - 34^\circ - 37^\circ$	Sables	
	D'après Dysli (2011)	$\varphi' = a \cdot I_p + b$	a	b	I_p (%)	a : -0,16 b : 36,42 $R^2 = 0,10$	φ'	$24^\circ - 30^\circ - 33^\circ$	Argiles (arc alpin)	
	D'après Dysli (2011)	$\varphi' = a \cdot \%clays + b$	a	b	%clays	a : -0,042 b : 34,83 $R^2 = 0,07$	φ'	$25^\circ - 33^\circ - 39^\circ$	Argiles (arc alpin)	
	Mitchell (1976)	$\sin \varphi_{cv} = 0,8 - 0,094 \cdot \ln(I_p)$			I_p (%)	a : -0,05 b : 0,68 $R^2 = 0,2$	φ'	φ_{cv}		
	Maeda&Miura (1999)	$\log(\tan \varphi) = a \cdot D_r + b$			D_r	$\rho_{min} : 1,66 - 1,73$ $\rho_{max} : 1,98 - 2,21$	a : 0,10 b : -0,21 $R^2 = 0,43$	φ'	$33^\circ - 34^\circ - 35^\circ$	Sables
	Bolton (1986&1987) D'après cours Minna Karstunen	$\varphi'_{peak} - \varphi'_{cv} = 5I_R$ (défo planes) $\varphi'_{peak} - \varphi'_{cv} = 3I_R$ (essai triaxial) $\begin{cases} I_R = D_r \left[5 - \ln \left(\frac{p'}{150} \right) \right] - 1 & (p' > 150 kPa) \\ I_R = 5 \cdot D_r - 1 & (p' < 150 kPa) \end{cases}$	$\varphi_{cv} = 24^\circ$		D_r	$\rho_{min} : 1,66 - 1,73$ $\rho_{max} : 1,98 - 2,21$	p' (kPa) 99 - 827	φ'	φ'_{PS} $33^\circ - 39^\circ - 44^\circ$ φ'_{TT} $29^\circ - 33^\circ - 36^\circ$	Sables
COHESION NON DRAINEE	D'après Dysli (2011)	$c' = a \cdot I_c + b$			I_c	a : 1,49 b : 7,61 $R^2 = 0,099$	c' (kPa)	c' (kPa)	$0,5 < I_c < 1,1$	
	Coste&al (2014) Boutonnier&al (2013)	$\frac{C_u}{\sigma_p} = 0,35$			σ'_p (kPa)	C_u/σ'_p	C_u (kPa)	C_u (kPa)	Argiles surconsolidés	
	Skempton(1957)	$\frac{C_u(VST)}{\sigma'_{vo}} = 0,11 + 0,0037 \cdot I_p$			I_p (%)	σ'_p (kPa)	C_u (kPa)	C_u (kPa)	Argiles normalement consolidées	
	Chandler (1988)	$\frac{C_u(VST)}{\sigma_p} = 0,11 + 0,0037 \cdot I_p$			I_p (%)	σ'_p (kPa)	C_u (kPa)	C_u (kPa)		
	D'après Wroth (1985)	$\frac{C_u}{\sigma'_i} = 0,129 + 0,00435 \cdot I_p$			I_p (%)	σ'_p (kPa)	C_u (kPa)	C_u (kPa)		
	Jamiolkowski&al (1985)	$\frac{C_u}{\sigma_p} = 0,23 \mp 0,04$			σ_p (kPa)		C_u (kPa)	C_u (kPa)	Condition de cisaillement direct	
	Mesri (1989)	$\frac{C_u}{\sigma_p} = 0,22$			σ_p (kPa)	C_u/σ'_p	C_u (kPa)	C_u (kPa)	Condition de cisaillement direct	
	Wroth&Wood (1978)	$C_u = 170e^{-4,6I_L}$ $I_L = \frac{w_n - PL}{I_p}$			I_p (%)	PL (%)	w_n (%)	I_L	C_u (kPa)	Argiles remaniées
	D'après cours Minna Karstunen	$C_u = 2 \cdot 100^{(1-I_L)}$			I_p (%)	PL (%)	w_n (%)	I_L	C_u (kPa)	Argiles remaniées
	Leroueil (1983)	$C_u = \frac{1}{(I_L - 0,21)^2}$			I_p (%)	PL (%)	w_n (%)	I_L	C_u (kPa)	$0,5 < I_L < 2,5$
	Locat&Demers (1988)	$C_u = \left(\frac{1,167}{I_L} \right)^{2,44}$			I_p (%)	PL (%)	w_n (%)	I_L	C_u (kPa)	$1,5 < I_L < 6$
	Vardanega (2014)	$C_u = c_i \cdot 35^{(1-I_L)}$	$c_i = 1,7$		I_p (%)	PL (%)	w_n (%)	I_L	C_u (kPa)	$0,5 < I_L < 2,5$

ANNEXE C : RELATIONS DE TRANSFORMATION

LIMITES D'ATTERBERG	Casagrande (1936) Favre (1980) Wood (1990)	$I_p = 0,9.(LL - 0,08)$ $I_p = 0,73.(LL - 0,20)$ $I_p = 0,73.(LL - 0,13)$ $I_p = a.(LL - b)$		I_p (%) 11 - 19	LL (%) 34 - 55	$a : 0,25$ $b : 3,64$ $R^2 = 0,34$	I_p (%) 8 - 10 - 13	Lignes U et A sur le diagramme de plasticité a et b obtenus expérimentalement		
OEDOMETRE	Terzaghi Biarez&Favre (1975) Wood (1990)	$C_c = 0,9.(LL - 0,10)$ $C_c = 0,84.(LL - 0,13) \approx I_p/0,81$ $C_c = a.(LL - b)$		I_p (%) 11 - 19	LL (%) 34 - 55	a -0,033 b 4,13 $R^2 = 0,008$	C_c 0,216 - 0,286 - 0,342 C_c 0,176 - 0,242 - 0,294 0,136 - 0,153 - 0,173 C_c 0,119 - 0,121 - 0,124			
MODULES	Termaat, Vermeer, Vergeer (1985) D'après cours Minna Karstunen	$E_{50}^U \approx \frac{15000c_u}{I_p}$		I_p (%) 11 - 19	C_u (kPa) 49 - 126	E (kPa) 37500 - 56200	E_{50}^U (kPa) 66800 - 98200 - 135000	Argiles normalement consolidées		
DILATANCE	Monnet (2012) Bolton (1986) Rowe (1962)	$\sin \psi = \frac{3 \cdot \sqrt{2} \cdot \left[\frac{2 \cdot \sin \varphi' \cdot \sqrt{2}}{3 - \sin \varphi'} - \tan \varphi_\mu \right]}{4 + \sqrt{2} \cdot \left[\frac{2 \cdot \sin \varphi' \cdot \sqrt{2}}{3 - \sin \varphi'} - \tan \varphi_\mu \right]}$ $0,8. \psi = \varphi' - \varphi_{cv}$ $\sin \psi = \frac{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \frac{1 + \sin \varphi_{cv} - 1}{1 - \sin \varphi_{cv}}}{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \frac{1 + \sin \varphi_{cv} + 1}{1 - \sin \varphi_{cv}} + 1}$	$\varphi_{cv} = \varphi_\mu = 24^\circ$		φ' 32° - 34° - 36°	ψ 9° - 12° - 14° ψ 10° - 13° - 15° ψ 9° - 12° - 15°				
CONTRAINTES	Stas&Kulhawy (1984)	$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 10^{(1,11 - 1,62I_L)}$	$P_a = 100$ (kPa)	I_p (%) 11 - 18	PL (%) 25 - 36	w_n (%) 7,5 - 20	I_L -2,14 - -0,37	σ_p (kPa) 90 - 134	σ'_p (kPa) 7632 - 1850690 - 3723138	$R^2 = 0,74$ $EC = 0,33$
	Wood (1983)	$\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} = 0,063 \cdot 10^{2(1 - I_L)}$	$P_a = 100$ (kPa)	I_p (%) 11 - 18	PL (%) 25 - 36	w_n (%) 7,5 - 20	I_L -2,14 - -0,37	σ_p (kPa) 90 - 134	σ'_p (kPa) 5665 - 5680496 - 11805050	
	Favre (2002)	$I_c = \frac{(LL - w_n)}{I_p} = 0,46.(\log(\sigma'_c) - 0,54)$		I_p (%) 11 - 18	LL (%) 34 - 55	w_n (%) 7,5 - 20	I_c 1,37 - 3,14	σ_p (kPa) 90 - 134	σ'_p (kPa) 5633 - 10835278 - 22812969	Pour argiles avec $L_L \in [20\%, 140\%]$